



**Hugo Daniel
Rodrigues de
Almeida**

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE ADOBE

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Humberto Varum, Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e Cristina Cruz Ferreira de Oliveira, Professora Adjunta no Instituto Politécnico de Setúbal da Escola Superior de Tecnologia do Barreiro

Aos meus pais e à minha namorada

o júri

presidente

Prof. Doutora Margarida João Fernandes De Pinho Lopes
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Jorge Tiago Queirós da Silva Pinto
professor associado da Universidade Trás-os-Montes e Alto Douro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
professor associado com agregação da Universidade de Aveiro

Prof. Doutora Cristina Cruz Ferreira Oliveira
professora adjunta da Escola Superior do Barreiro do Instituto Politécnico de Setúbal

agradecimentos

Um agradecimento muito especial ao Professor Humberto Varum e à Professora Cristina Oliveira pela sua disposição, pelo seu apoio incondicional em todos os momentos e pelas sábias palavras. Um agradecimento a todos os meus amigos que me apoiaram ao longo de desta longa caminhada, a todos esses um agradecimento muito especial.

palavras-chave

Construção em terra, adobe, elementos estruturais em adobe, modelação numérica, análise não-linear.

Resumo

Na região de Aveiro, assim como em outras regiões, o tipo de soluções utilizados na construção são soluções em que a alvenaria utilizada é a alvenaria em adobe. Para compreender melhor o comportamento dessas estruturas quando expostas a certos tipos de solicitações foram executados ensaios em laboratório e com o auxílio dos resultados obtidos vai ser modelada a estrutura no programa de cálculo automático SAP2000® para melhor perceber o comportamento das estruturas de alvenaria de adobe.

keywords

Earth construction, adobe, structural adobe elements, numerical modeling, linear analysis.

abstract

In the region of Aveiro, as well as in other regions, the type used in the construction of solutions is solutions in which the masonry is used adobe masonry. To better understand the behavior of these structures when exposed to certain type of request were carried out laboratory test and with the aid of the results will be modeled in the structure calculation program SAP2000® Auto to better understand the behavior of masonry structures of adobe.

ÍNDICE

Índice de figuras	4
Índice de gráficos	6
Índice de tabelas	7
Capítulo 1 Introdução.....	9
1.1 Enquadramento e objetivos	9
1.2 Objetivos da dissertação	11
1.3 Estrutura e conteúdo da dissertação	11
Capítulo 2 Adobe.....	13
2.1 Considerações gerais.....	13
2.2 Vantagens e desvantagens	15
2.3 Patologias em estruturas de adobe	16
Capítulo 3 Análise do comportamento de estruturas de alvenaria	19
3.1 Considerações gerais.....	19
3.2 Tipo de análise	20
3.3 <i>Software</i> para análise de estruturas	21
Capítulo 4 Descrição do Ensaio	23
4.1 Considerações gerais.....	23

4.2	Descrição da parede e sua construção.....	23
4.3	Descrição breve dos ensaios	28
4.3.1	Procedimento de ensaio	28
4.3.2	Ensaio dinâmico	29
4.3.3	Ensaaios cíclicos	30
Capítulo 5 Modelação		31
5.1	Considerações gerais.....	31
5.2	Modelo numérico	32
5.2.1	Malha do modelo.....	32
5.2.2	Condições de apoio.....	33
5.2.3	Características da alvenaria	33
5.2.4	Cargas aplicadas	33
5.3	Estimativa do módulo de elasticidade	38
5.3.1	Considerando peso próprio da estrutura	38
5.3.2	Considerando o peso próprio da estrutura e a carga adicional	39
5.3.3	Comparação de valores.....	40
5.4	Quantificação da tensão de comparação	41
5.4.1	Considerações gerais	41
5.4.2	Controlo de evolução do dano	41
5.4.3	Tensão Admissível	43
Capítulo 6 Análise dos resultados numéricos		45

6.1	Evolução das tensões em três pontos da base	45
6.2	Evolução do dano na alma da parede.....	48
6.2.1	Resultados Gerais	48
6.2.2	Evolução do dano na alma da parede em função da carga aplicada.....	50
6.2.3	Estudo final do dano	54
6.3	Frequência vs. Deslocamento	56
6.3.1	Numérico	56
6.3.2	Experimental.....	57
6.3.3	Comparação de resultados	58
6.4	Tensão vs. Drift.....	59
6.5	Campo de Tensões	61
6.5.1	Considerações Gerais	61
6.5.2	Inicial.....	61
6.5.3	Força de 41kN	64
6.6	Deformada da estrutura.....	68
6.6.1	Deformada Inicial	68
6.6.2	Deformada com carga aplicada de 41kN.....	69
6.6.3	Deformada da estrutura com carregamentos diferentes	70
Capítulo 7 Considerações finais e desenvolvimentos futuros.....		73
7.1	Considerações finais	73
7.2	Desenvolvimentos futuros	74
Capítulo 8 Referências Bibliográficas		75

Índice de figuras

Figura 1 – Edifício do antigo D.R.M de Aveiro (Edifício Militar) [24]	10
Figura 2 – Blocos de adobe [5].....	13
Figura 3 – Secagem de blocos de adobe [12]	14
Figura 4 – Casa em alvenaria de adobe [11]	15
Figura 5 – Moldes de blocos de adobe [13].....	16
Figura 6 – Presença de água capilar em alvenaria de adobe de Aveiro [28]	17
Figura 7 – Assentamento diferenciado da fundação de uma alvenaria de adobe em Esgueira (Aveiro) [28].....	18
Figura 8 - Principais anomalias observadas nas inspeções realizadas em Aveiro [28]..	18
Figura 9 – Tipos de análise.....	21
Figura 10- Esquema da estrutura [34]	24
Figura 11 - Parede construída em laboratório [34].....	25
Figura 12 - Construção da parede [34]	26
Figura 13 – Dimensões em planta [34].....	27
Figura 14 – Dimensões da Parede [34].....	27
Figura 15 - Esquema geral do ensaio [34]	28
Figura 16 – Resultados experimentais de frequências [34].....	29
Figura 17 – Modelo numérico com malha visível.....	32
Figura 18 - Estrutura com carga adicional aplicada	34
Figura 19 – Estrutura com força horizontal num ponto.....	35
Figura 20 – Estrutura com força horizontal aplicada em dois pontos	35
Figura 21 - Estrutura com carga horizontal aplicada de forma distribuída	36

Figura 22 – Modelo numérico	37
Figura 23 – Comportamento assumido para o adobe	42
Figura 24 – Representação dos três pontos da base.....	46
Figura 25 – Evolução do dano na alma em função da carga aplicada.....	53
Figura 26 – Dano obtido numericamente	54
Figura 27 – Dano obtido experimentalmente [34].....	55
Figura 28 – Convenção de sinais.....	61
Figura 29 – Campo de tensões na direção 11 com carga inicial aplicada	62
Figura 30 – Campo de Tensões na direção 22 com carga inicial aplicada.....	63
Figura 31 - Campo de tensões na direção 12 com carga inicial aplicada.....	64
Figura 32 – Campo de Tensões na direção 11 com carga aplicada de 41kN	65
Figura 33 – Campo de tensões na direção 22 com carga aplicada de 41kN.....	66
Figura 34 - Campo de tensões na direção 12 com carga aplicada de 41kN	67
Figura 35 – Deformada da estrutura com força adicional aplicada e peso próprio	68
Figura 36 - Deformada da estrutura com uma carga aplicada de 41kN	69
Figura 37 – Estrutura com diferentes pontos para retirar perfil da deformada.....	70

Índice de gráficos

Gráfico 1 – Tensão principal máxima vs. Força.....	45
Gráfico 2 – Tensão principal mínima vs. Força	46
Gráfico 3 – Tensão vs. Drift	48
Gráfico 4 – Frequência vs. Drift.....	56
Gráfico 5 – Frequência vs. Drift.....	57
Gráfico 6 – Resultados experimentais e numéricos	58
Gráfico 7 – Tensão vs. Drift	59
Gráfico 8 – Deformada da estrutura com diferentes tipos de carregamento	72

Índice de tabelas

Tabela 1 – Características do Material	33
Tabela 2 – Módulo de elasticidade utilizando peso próprio da estrutura	39
Tabela 3 – Módulo de Elasticidade com carga aplicada	40
Tabela 4 - Módulo de Elasticidade Final	40
Tabela 5 – Valores de Tensão Admissível	43
Tabela 6 – Evolução da Rotura de Elementos	49
Tabela 7 – Passos que correspondem à aplicação gradual da carga	49
Tabela 8 – Tabelas de resultados deformada	71

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento e objetivos

A correta modelação de estruturas é um aspeto extremamente importante na análise estrutural pois permite conhecer o comportamento das estruturas face a diferentes solicitações. O estudo realizado constituirá na modelação numérica de uma estrutura em alvenaria de adobe com comparação com os resultados obtidos em ensaios experimentais, com o objetivo de analisar a diferença de comportamento da estrutura quando exposta a uma situação real e a um modelo numérico.

Ao longo dos anos e devido às exigências essenciais da construção como, por exemplo, o isolamento acústico, isolamento térmico, segurança em caso de incêndio, segurança em caso de sismo, e com introdução de regulamentos para satisfazer essas exigências houve necessidade de evoluir na construção de paredes de alvenaria.

Em Portugal a evolução também foi sentida. Nos anos 40 eram usadas paredes de grandes dimensões em alvenaria de pedra apenas com um pano. Nas décadas seguintes começaram a usar-se paredes de alvenaria de dois panos, sendo um pano de alvenaria de pedra e o outro de tijolo ou dois panos de alvenaria de tijolo furado. Em relação ao material eram usados vários tipos de materiais desde a pedra, terra crua (por exemplo tabique, adobe), tijolo e recentemente paredes ventiladas. Esta dissertação vai ter como base de estudo as paredes de alvenaria de adobe.

A construção em terra é uma solução usada um pouco por todo o Mundo. Esta técnica é antiga e existem registos da sua utilização em livros antigos como, por exemplo, a Bíblia, onde esta técnica e material são referenciados.

Em Portugal a construção em adobe foi muito utilizada até meados do século XX sobretudo na região de Aveiro. Atualmente cerca de 25% das construções existentes na cidade são de adobe. Estes números sobem para 40% se referidos à região de Aveiro.

O adobe pode ser encontrado nas mais variadas construções existentes desde edifícios rurais, geralmente de pequenas dimensões, a edifícios urbanos de maior porte, muros, poços de água, igrejas e armazéns. Inúmeros edifícios de elevado valor histórico e patrimonial foram também construídos em adobe, como por exemplo alguns edifícios de Arte Nova.

Atualmente a terra crua como material de construção deixou de ser sinónimo de desconforto e pobreza para começar a ser visto como um material alternativo e valorizado.



Figura 1 – Edifício do antigo D.R.M de Aveiro (Edifício Militar) [24]

Como existem vários tipos de painéis de alvenaria, materiais diferentes e por consequência características diferentes, é necessário compreender e conhecer o seu possível comportamento para isso, e com os recentes avanços dos computadores pessoais tornam possível e aconselhável o uso de modelos numéricos avançados para analisar as estruturas, mesmo para obras de engenharia corrente.

Em particular, a consideração dos elementos de alvenaria não estruturais, especialmente em zonas sísmicas.

“O Método dos Elementos Finitos (MEF) apresenta atualmente um nível de desenvolvimento que permite a sua utilização pela generalidade dos projetistas de estruturas. Enquanto no passado muitos dos utilizadores do MEF estavam também envolvidos na respetiva programação em computador, verifica-se hoje em dia que a quase totalidade dos projetistas de estruturas apenas se preocupa com a utilização do correspondente *software* e com a interpretação dos resultados obtidos [16].”

1.2 Objetivos da dissertação

O presente trabalho tem como principal objetivo compreender o comportamento das estruturas de alvenaria de adobe e comparar com os resultados obtidos experimentalmente, para isso vai ser utilizado um programa de modelação numérica. Neste trabalho também tem de ser encontrar o módulo de elasticidade para utilizar na modelação, este valor vai ser obtido através das frequências obtidas no ensaio experimental realizado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

1.3 Estrutura e conteúdo da dissertação

A dissertação encontra-se dividida em oito capítulos. O capítulo 1 é a parte introdutória onde se faz um pequeno enquadramento e apresentam-se os objetivos.

No segundo capítulo faz-se uma pequena alusão às características do adobe, assim como às principais vantagens e desvantagens da sua utilização. Nesta parte também são referidas algumas patologias associadas a este tipo de solução. No terceiro capítulo fala-se um pouco de modelação de estruturas, são referidos alguns programas de elementos finitos usados na modelação de estruturas.

No quarto capítulo é feita uma revisão do ensaio executado em laboratório. No quinto capítulo fala-se da modelo numérico, é explicado a maneira como foi concebida a estrutura no programa, como foi pensado e executado. No sexto capítulo apresentam-se os resultados obtidos e são comparados com os resultados obtidos experimentalmente.

Finalmente, no último capítulo apresentam-se as referências bibliográficas.

Capítulo 2

Adobe

2.1 Considerações gerais

O tijolo de adobe é um material vernacular (utiliza recursos naturais) usado na construção civil. É considerado um dos antecedentes históricos do tijolo de barro e o seu processo construtivo é uma forma rudimentar de alvenaria. A técnica construtiva consiste em moldar o tijolo cru, em formas de madeira, a partir das quais o bloco de terra é seco ao sol, sem que haja a queima do mesmo. Mistura-se terra com água até se obter uma mistura plástica, capaz de ser moldável. Em alguns locais, além da terra e água, utilizava-se o capim, gordura cortado como estabilizador por armação e o estrume de gado fresco como estabilizador químico. Depois de amassado, o barro é colocado em uma forma de madeira ou metal e ao se deformar o bloco é colocado ao sol para secagem [2].



Figura 2 – Blocos de adobe [5]

A construção feita com este tijolo torna-se muito resistente, e o interior das casas muito temperado, suportando muito bem tanto as baixas como as altas temperaturas.

As paredes devem ser revestidas para maior durabilidade. O elemento parede é um elemento arquitetónico cuja função é divisão ou vedação dos espaços. Pode também ser usada para resistir a esforços verticais, neste caso chamado de parede estrutural.

É recomendada a construção de adobe no período seco, pois o tijolo não deve ser exposto à chuva durante o processo de cura, uma vez que o material de que é constituído se dissolve facilmente. No entanto, depois da construção coberta, ele resiste sem problema algum, com grande durabilidade [2].

Na figura 3 observa-se um conjunto de blocos de adobe que se encontram a secar.



Figura 3 – Secagem de blocos de adobe [12]

Na figura 4 encontra-se um exemplo de uma habitação onde a solução construtiva utilizada é a alvenaria em adobe.



Figura 4 – Casa em alvenaria de adobe [11]

2.2 Vantagens e desvantagens

As vantagens do uso deste tipo de material são várias o seu custo, pois é barato; a facilidade em encontrar os recursos para fabrico; é biodegradável, reciclável; podem ser usados vários tipos de solos para ao seu fabrico; o tijolo pode ser preparado no local da construção; tem um excelente desempenho a nível térmico e acústico; é sustentável.

Existem tijolos de dimensões variadas, não existe uma dimensão única. O único parâmetro que é comum é a forma do bloco, que normalmente é retangular. Existem diversos modelos e tamanhos de formas para blocos em adobe (colombiana, africana, unitários), as formas tem de ser resistentes e normalmente são feitas em madeira [13].

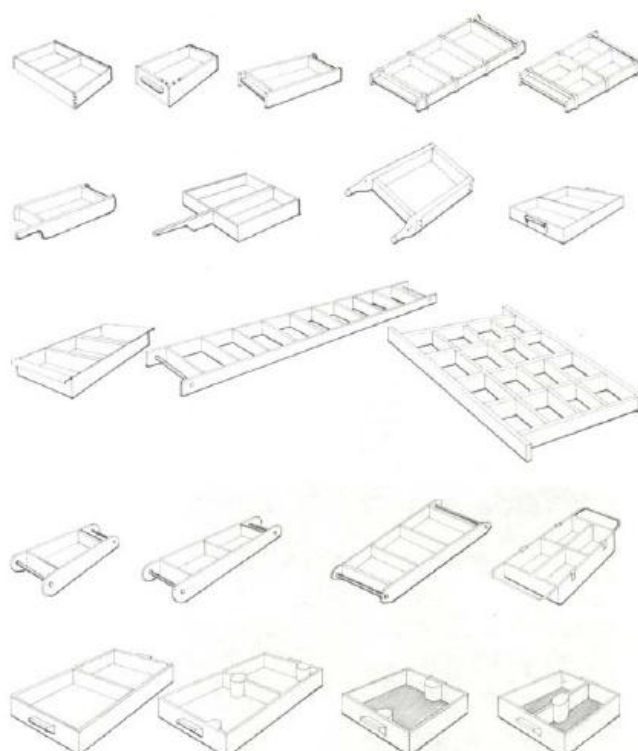


Figura 5 – Moldes de blocos de adobe [13]

2.3 Patologias em estruturas de adobe

O adobe é um material com mau desempenho quando em contacto com a água. É possível reduzir a ação da água construindo boas fundações, elevando-as até uma altura segura, protegendo a construção com uma cobertura e protegendo as paredes com um revestimento uniforme.

As patologias aparecem normalmente devido a uma má conceção estrutural ou a solicitações muito fortes, tais como algumas catástrofes naturais como sismo ou tornado e outro tipo de solicitações tais como movimento de fundações. As principais causas de patologias neste tipo de material são:

- Solicitações do material em tração e flexão;

- Construção sobre terrenos com fraca resistência às cargas transmitidas;
- Má conceção (mau dimensionamento de fundações, paredes não travadas, sobrecargas excessivas);
- Material de fraca qualidade;
- Sistema construtivo mal executado.

Para tentar prevenir este tipo de patologias é necessário ter em atenção e cumprir certas “regras”, como garantir um boa implementação, construir uma estrutura adequada e apropriada e garantir uma boa manutenção e conservação da estrutura.

Na figura 6 observa-se a uma patologia na alvenaria de adobe que tem como causa fundamental a presença de água na mesma, este tipo de anomalia é considerada como não-estrutural [28].



Figura 6 – Presença de água capilar em alvenaria de adobe de Aveiro [28]

Na figura 7 observa-se patologias devido a um deficiente comportamento das fundações, este tipo de anomalias são do tipo estrutural [28].



Figura 7 – Assentamento diferenciado da fundação de uma alvenaria de adobe em Esgueira (Aveiro) [28]

Na região de Aveiro e com a ajuda de inspeções efetuadas pode-se concluir que as principais anomalias observadas são a humidade e o destacamento e/ou descolagem dos revestimentos. Na figura seguinte serão apresentados os resultados das inspeções efetuadas. [28]

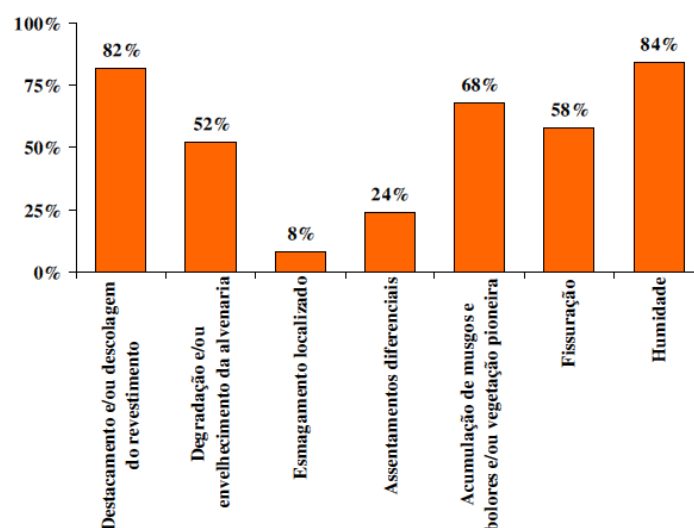


Figura 8 - Principais anomalias observadas nas inspeções realizadas em Aveiro [28]

Capítulo 3

Análise do comportamento de estruturas de alvenaria

3.1 Considerações gerais

“No âmbito da Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo tem a designação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc. [16].”

“Nos cursos de Engenharia Civil e de Engenharia Mecânica é tradicional começar-se por ensinar a análise de estruturas limitada às vigas, pórticos, treliças e grelhas [16].”

Antes do aparecimento do método dos elementos finitos a análise era feita através da resolução de sistemas de equações de equilíbrio do sistema.

O método de elementos finitos baseia-se no método dos deslocamentos, modelos de equilíbrio ou métodos híbridos e mistos.

Esta área da análise de estruturas de alvenaria com a utilização de modelação numérica ainda não está muito desenvolvida. Existem alguns trabalhos feitos mas ainda não existe muita informação. Concretamente na área da presente dissertação, relativa à análise do comportamento de estruturas em alvenaria de adobe não existe nenhum trabalho desenvolvido até agora. Os trabalhos existentes focam-se noutros tipos de alvenaria ou então no comportamento das estruturas nas zonas de ligação painel de alvenaria/elemento estrutural.

A análise das estruturas com a utilização de modelação numérica é uma forma de compreender como a estrutura vai reagir quando estiver sujeita a certo tipo de ações. Hoje em dia, e com a constante preocupação do comportamento das estruturas em caso de sismo, este tipo de análise é um forte aliado, pois permite perceber o comportamento da estrutura e assim sendo pode ajudar a preservar vidas humanas, já que os danos materiais em caso de uma situação gravosa são inevitáveis.

3.2 Tipo de análise

Segundo Álvaro Azevedo (2003) existem quatro tipos de análise que são: análise estática, análise dinâmica, análise linear e análise não linear e depende do tipo de estrutura que estamos a estudar [16].

Em situações em que as ações são aplicadas lentamente, podem-se desprezar as forças de inércia e assim a análise é estática.

Normalmente as ações aplicadas na estrutura são ações dinâmicas e assim sendo deve-se considerar as forças de inércia associadas às acelerações a que cada componente fica sujeito.

“Na análise de uma estrutura sólida, é habitual considerar que os deslocamentos provocados pelas ações exteriores são muito pequenos quando comparados com as dimensões dos componentes da estrutura. Nestas circunstâncias, admite-se que não existe influência da modificação da geometria da estrutura na distribuição dos esforços e das tensões, i.e., todo o estudo é feito com base na geometria inicial indeformada. Se esta hipótese não for considerada, a análise é designada não linear geométrica.

É também frequente considerar que, ao nível do material que constitui a estrutura, a relação entre tensões e deformações é linear. Nos casos em que esta simplificação não é considerada, é necessário recorrer a algoritmos específicos de análise não linear material [16].”

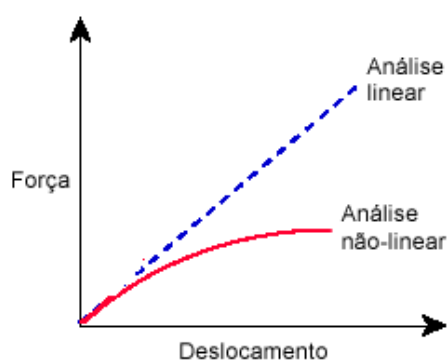


Figura 9 – Tipos de análise

Quanto ao tipo de estruturas Álvaro Azevedo classifica as estruturas quanto à sua geometria e divide-as em estruturas reticuladas, estruturas laminares e estruturas sólidas e considera as estruturas sólidas como estruturas genéricas, ou seja quando uma estrutura não se encaixa num grupo de estruturas (laminares ou reticuladas) considera que essa estrutura é sólida [16].

3.3 *Software* para análise de estruturas

Para efetuar-se a análise de estruturas através de modelação numérica existem vários tipos de *software* disponíveis no mercado. A escolha do *software* depende das situações que querem ser estudadas ou então também deve-se ter em atenção as características dos materiais em estudo. Outra das condicionantes da escolha do *software* é também a facilidade em termos da utilização do mesmo, como a aquisição do software.

De seguida vou dar alguns exemplos de *softwares* usados para a análise de estruturas. Na lista seguinte apresentam-se alguns dos programas de modelação numérica:

- PORANL®;
- FEMOOP® [14];
- POS3D® (permite a representação de qualquer tipo de elemento finito, fácil utilização) [15] [23];
- CICLO®;
- CAMUS®;
- ALLF®;
- DIANA® (programa não-linear finito, que pode ser usado em vários campos da engenharia, como por exemplo, estrutura de betão, geotecnia e interação solo-estrutura) [8];
- SAP2000® [43] (pode ser usado em qualquer projeto, fácil utilização e permite a partir de uma análise do quadro simples e pequenos 2D estática para um grande e complexo 3D análise dinâmica não linear);
- ROBOT ®(serve para analisar vários tipos de estruturas, incluindo edifícios, pontes, civil e estruturas especiais e tem como algumas características dividir em elementos finitos e é adaptado às normas de cada País);
- CYPE® (o mouse é o principal elemento que é usado no programa, admite vários tipos de estruturas) [9];
- TRICALC® (permite análise de uma barra isolada, considera efeitos de temperatura e de assentamentos, executa pré-dimensionamentos automaticamente) [10];
- LISA®;
- ANSYS® (*Software* de elementos finitos que possibilita análise numérica em vários campos da engenharia);

Capítulo 4

Descrição do Ensaio

4.1 Considerações gerais

Para perceber o comportamento de estruturas em adobe foi construída uma parede em I em laboratório com dimensões reais e foram realizados vários ensaios para perceber o seu comportamento. O ensaio foi executado no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, por um aluno no âmbito de outra tese de mestrado. No que se segue vai-se fazer uma pequena alusão a esse ensaio.

4.2 Descrição da parede e sua construção

Para a construção da estrutura foram utilizados blocos de adobe provenientes de uma demolição na região de Aveiro. Blocos que tinham dimensão de $29 \times 45 \times 12 \text{ cm}^3$ e um peso volúmico de 16 kN/m^3 [34].

Nos ensaios aplicaram-se varias cargas na tentativa de obter os resultados pretendidos. Foram aplicadas cargas verticais e cargas horizontais cíclicas, como as cargas induzidas os sismos [34].

A parede foi assente numa base de betão que permitiu simular a condições de apoio da forma mais real possível [34].

Descrição do ensaio

A argamassa usada para a construção da estrutura foi baseada nas composições das argamassas encontrada na zona de recolha dos blocos de adobe. Adotou-se por isso a seguinte composição, em termos de volume aparente, 1:1:2 para cal hidratada, terra (ligeiramente argilosa) e areia. A água foi sendo utilizada até se conseguir a consistência e a trabalhabilidade desejada para a argamassa [34].

Nas figuras 10 e 11 estão representados esquemas da estrutura, na figura 11 a estrutura observa-se a estrutura depois de construída em laboratório.

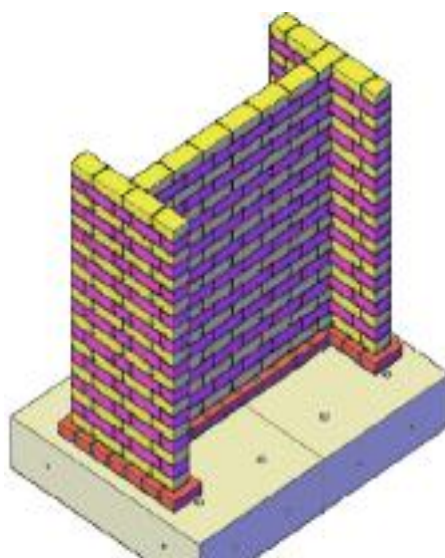


Figura 10- Esquema da estrutura [34]



Figura 11 - Parede construída em laboratório [34]

Para reboco e para as juntas utilizou-se a mesma argamassa. Nas juntas de assentamento utilizou-se uma espessura de 2,5cm de argamassa enquanto para reboco usou-se em média 2cm [34].



Figura 12 - Construção da parede [34]

A parede foi construída em forma de I para aumentar a rigidez da mesma, a parede tem uma altura de 3,07m, um comprimento de 3,5m e a espessura da parede com os blocos e com o reboco aplicado é de 0,29m [34].

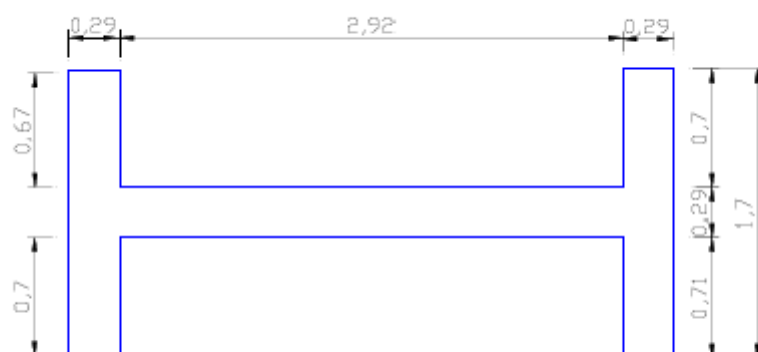


Figura 13 – Dimensões em planta [34]

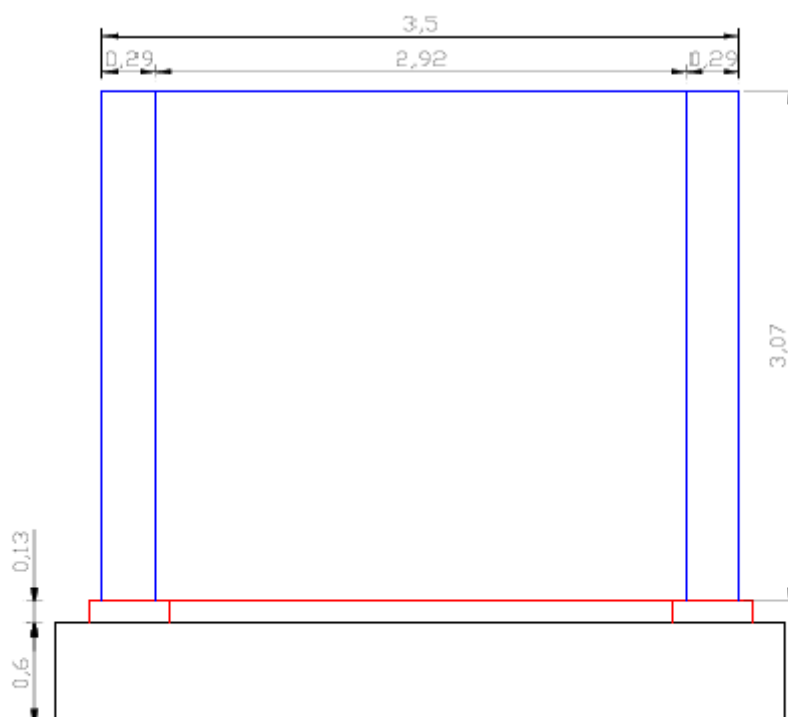


Figura 14 – Dimensões da Parede [34]

4.3 Descrição breve dos ensaios

4.3.1 Procedimento de ensaio

Foram realizados dois tipos de ensaios na parede, um ensaio não destrutivo e outro destrutivo. Numa primeira fase foram feitos os ensaios não destrutivos de forma a obter os valores da frequência da parede, com o objetivo de compreender o comportamento dinâmico da estrutura. Os resultados obtidos permitiram também fazer a calibração do modelo numérico para perceber e comparar o comportamento da estrutura. O ensaio destrutivo foi executado com aplicação de uma carga horizontal no topo da parede, carga esta que aumenta gradualmente até a rotura da parede, tentando simular as condições de um sismo [34].

Na figura 10 está representado esquema geral do ensaio.

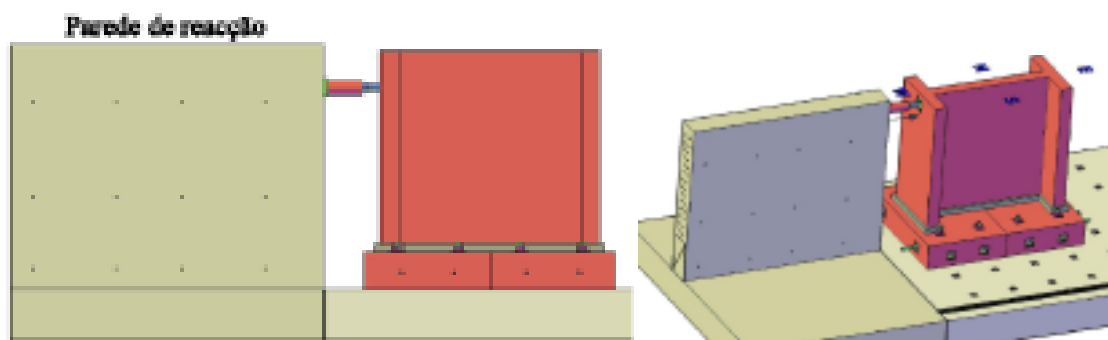


Figura 15 - Esquema geral do ensaio [34]

4.3.2 Ensaio dinâmico

As leituras da frequência bem como de excitação devidas a um impulso dinâmico, foram obtidas através de sismógrafos. A primeira medição foi a frequência natural da parede inicial e depois foram registados vários valores após cada nível de deslocamentos cíclicos impostos [34].

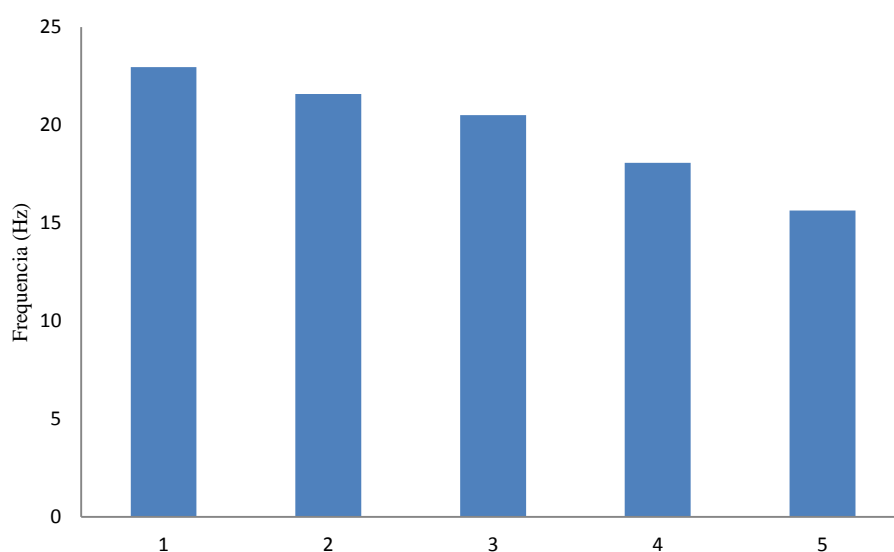


Figura 16 – Resultados experimentais de frequências [34]

De seguida vai-se apresentar os resultados experimentais do valor da frequência com diferentes tipos de deslocamentos impostos: [34]

- A primeira frequência é a frequência natural da parede com a carga aplicada e o valor obtido foi de 29,45 Hz.
- A segunda frequência é a frequência obtida após a aplicação da primeira sequência de ciclos, com o deslocamento máximo de 0,1 mm, a frequência baixou para 21,48 Hz.
- Depois da aplicação da segunda sequência de ciclos a frequência baixou para 20,51 Hz.
- Após a rotura o valor da frequência passou para o valor de 18,07 Hz.

- Com a aplicação dos ciclos finais o valor da frequência caiu para 15,63 Hz.

4.3.3 Ensaio cíclicos

Os ensaios cíclicos foram executados através de uma carga aplica gradualmente no topo da parede. Como já referi acima o ensaio é executado com a aplicação de uma carga axial de toneladas, carga esta que pretende simular o valor das sobrecargas e das ações permanentes [34].

A carga horizontal foi aplicada com recurso a atuador hidráulico tendo sido medida com uma célula de carga e em simultâneo com registo de deslocamentos através de transdutores fixos a estruturas externas de referência [34].

Resumindo o ensaio cíclico permitiu concluir que: [34]

- A capacidade máxima da parede ao corte é de 58kN;
- O deslocamento no topo da parede correspondente a força máxima aplicada é de 1 mm;
- O máximo deslocamento aplicado foi de 13,7 mm.

Capítulo 5

Modelação

5.1 Considerações gerais

A modelação numérica vai ser executada com base nos valores e resultados obtidos experimentalmente. O objetivo deste trabalho é perceber o comportamento da estrutura e calibrar a estrutura de modo a obter os resultados mais apropriados, tentando obter os resultados mais próximos com os obtidos experimentalmente. A modelação vai ser feita no programa de análise linear SAP2000® [43].

Inicialmente, define-se a estrutura no programa tendo em atenção as dimensões da estrutura e das condições de apoio mais apropriadas. Após estar bem definida, o passo seguinte será calibrar o modelo obtendo o módulo de elasticidade, este resultado vai ser obtido em função das frequências obtidas e medidas experimentalmente.

Com recurso ao programa SAP2000® irá realizar-se uma análise “não-linear rudimentar”. Nesta análise, sempre que num dado elemento a tensão resistente for ultrapassada, este elemento deixa de ser considerado na análise da estrutura, adotando-se uma nova configuração em que o elemento em causa passa a ter módulo de elasticidade nulo.

Da análise de resultados, pretende-se retirar o valor do deslocamento correspondente a cada carga aplicada. Assim sendo é possível representar gráficos força vs. deslocamento.

Outro parâmetro a analisar é a evolução da frequência com a aplicação gradual da força. Valores significativos a retirar são os obtidos sempre que um elemento ultrapasse a tensão resistente.

Este tipo de análise é uma análise muito limitada e muito mas permite ter alguma noção do comportamento da estrutura e das diferenças entre o modelo numérico e os resultados experimentais.

5.2 Modelo numérico

5.2.1 Malha do modelo

Para o modelo numérico funcionar corretamente é necessário definir uma grelha adequada na alma e nos banzos pois se não for definida uma grelha conveniente vamos ter problemas no modelo com a ligação da alma aos banzos. Com estas condicionantes após algumas tentativas chegou-se a conclusão que a grelha mais adequada era uma grelha 10×10 , isto é a alma e os banzos estão divididas em dez partes iguais tanto na horizontal como na vertical, como se pode observar na figura 17.

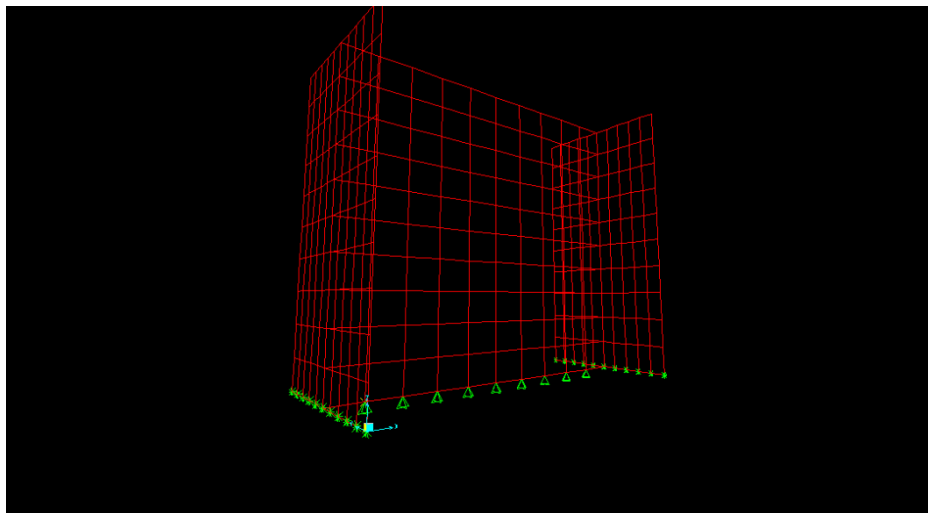


Figura 17 – Modelo numérico com malha visível

5.2.2 Condições de apoio

As condições de apoio aplicadas no modelo tiveram atenção as condicionantes da parede construída e assim sendo nos banzos impediram-se a translação e a rotação optando por um apoio triplo. Estas condicionantes são importantes porque é importante que os banzos sejam impedidos de efetuar rotação.

Na alma da parede as condições tiveram apenas em atenção os movimentos de translação assim sendo os apoios usados nesta parte da parede do modelo numérico foram apoios duplos.

5.2.3 Características da alvenaria

O modelo numérico para ser o mais realista possível e na tentativa de obter os melhores resultados foi importante definir corretamente os parâmetros a alvenaria. Assim sendo como módulo de elasticidade da alvenaria usado foi 1600MPa, o valor de módulo de elasticidade será discutido na secção 5.3, coeficiente de *Poisson* de 0,3 e peso volúmico de 16kN/m³. Como se tratava de elementos de laje era necessário definir o tipo de laje, neste caso como se tratava de um material com características especiais e com uma espessura não muito elevado definiu-se a laje (alma e banzos) como elementos de casca.

Tabela 1 – Características do Material

Coeficiente de <i>Poisson</i>	Módulo de elasticidade (MPa)	Peso volúmico (kN/m ³)
0,3	1600	16

5.2.4 Cargas aplicadas

A primeira carga a ser definida deve ser a carga adicional vertical. O valor da carga é de 2 toneladas (20kN), mas não se pode aplicar assim diretamente a carga, como se trata de uma carga concentrada tem de dividir o valor da carga pelo comprimento da parede para

ter uma carga distribuída que o valor seja igual ao valor inicial. Assim sendo definiu-se uma carga uniformemente distribuída de 5,714kN/m na alma da parede com a direção da gravidade, como se pode verificar na figura 20.

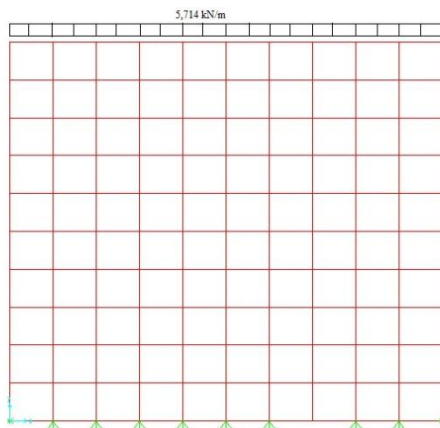


Figura 18 - Estrutura com carga adicional aplicada

Após a carga adicional estar definida o passo seguinte é definir a carga horizontal. Neste caso é necessário ter em atenção o ponto de aplicação da carga pois trata-se de uma carga pontual no banzo da parede. Como se trata de um ensaio de carga gradual é necessário definir algumas cargas, definiu-se essencialmente dois valores de carga, um com o valor de 1kN e outro com valor de 5kN. A razão desta escolha deve-se ao facto de tentar refinar ao máximo os resultados, ou seja usa-se 5kN até ocorrer rotura de algum de elemento depois da rotura e na tentativa de obter os melhores possíveis usa-se força de 1kN até a rotura do elemento. A zona de aplicação destas forças não foi uma questão fácil de resolver, foram feitas várias tentativas e aplicadas forças de diferentes maneiras para obter resultados o mais realista possível. A primeira tentativa foi aplicar a força como foi aplicada experimentalmente, ou seja aplicada num só ponto (figura 19). Desta forma os resultados obtidos não foram os mais convincentes e ficaram longe do pretendido, e de seguida arranjou-se outra estratégia.

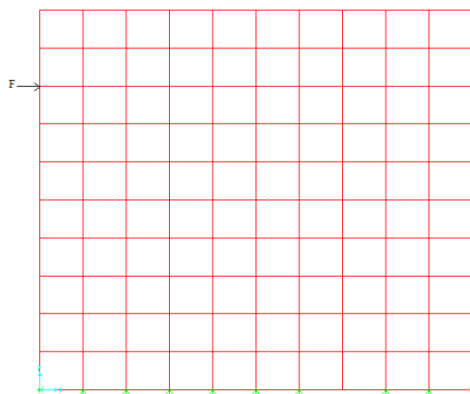


Figura 19 – Estrutura com força horizontal num ponto

A segunda tentativa foi aplicar a carga no banzo da parede mas de uma maneira um ponto diferente. Como em laboratório foi aplicada uma carga pontual mas na zona de contacto foi colocada uma placa, no modelo numérico tentou-se simular essa placa e aplicar a força como uma carga distribuída (figura 20). Os resultados obtidos com esta solução também não foram satisfatórios e então teve-se de repensar noutra forma para aplicar.

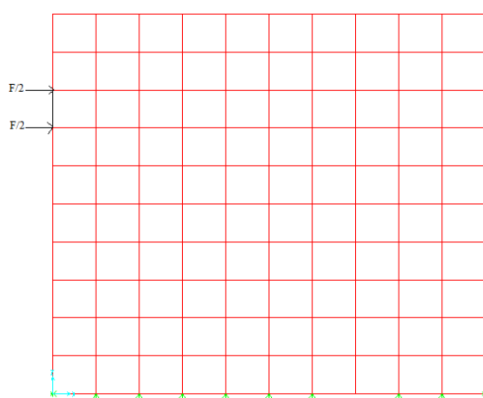


Figura 20 – Estrutura com força horizontal aplicada em dois pontos

Então optou-se por uma outra solução que foi aplicar uma carga distribuída ao longo da alma nos dez pontos da malha, esta carga é aplicada na mesma altura de aplicação da carga pontual experimentalmente (figura 21). Com esta solução os resultados obtidos foram bons e correspondiam aos resultados esperados.

O problema de aplicação da carga deve-se ao facto de após a rotura dos primeiros elementos os resultados seguintes não eram como esperado pois a redistribuição de tensões ao longo da alma não era a mais correta e assim não se conseguiu obter os resultados esperados, com a aplicação da carga distribuída ao longo da alma conseguiu-se ultrapassar esse problema.

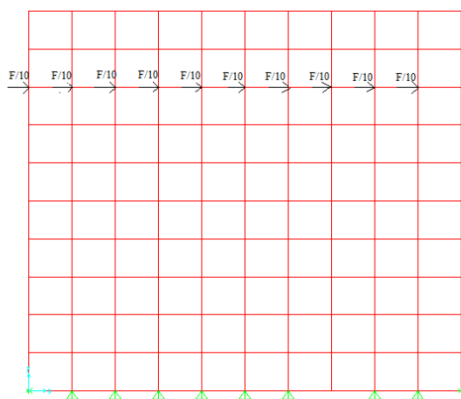
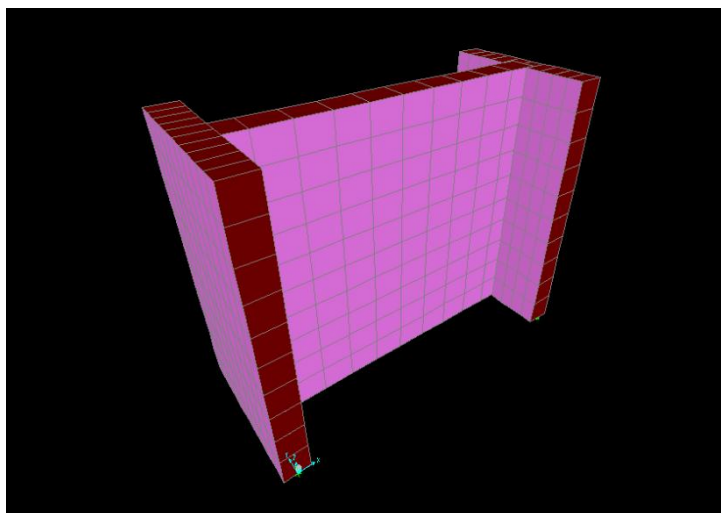
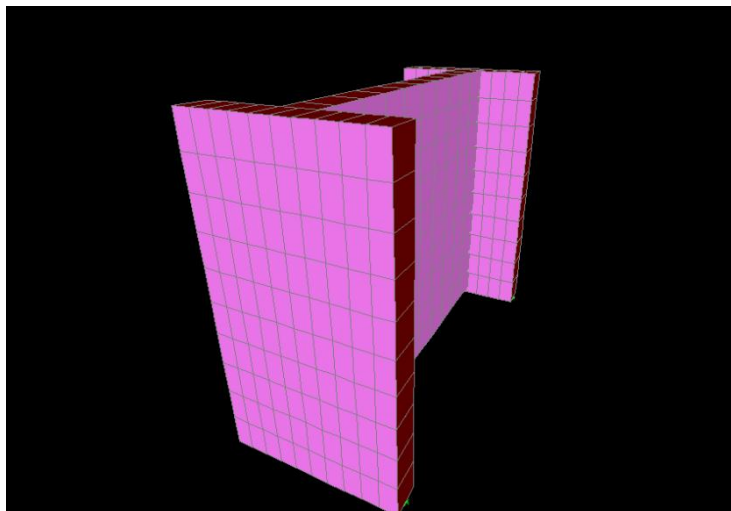


Figura 21 - Estrutura com carga horizontal aplicada de forma distribuída

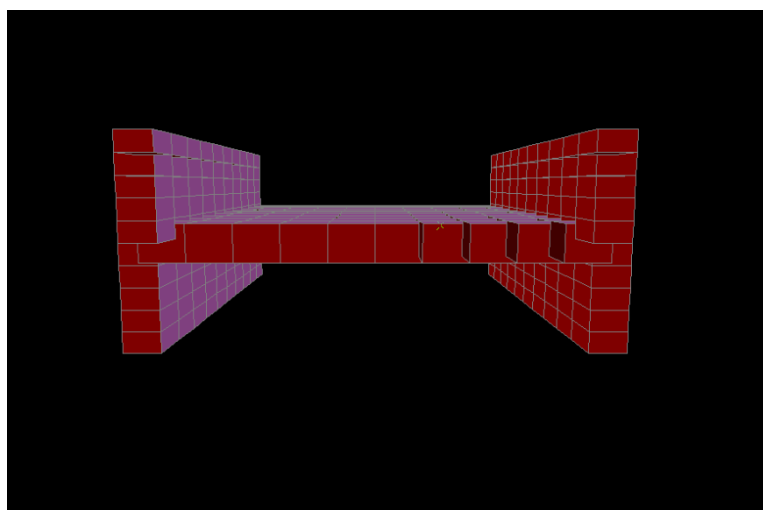
De seguida serão apresentadas algumas imagens representativas do modelo numérico.



a)



b)



c)

Figura 22 – Modelo numérico

- a) Vista geral;
- b) Vista em perspectiva;
- c) Vista de cima

Com as cargas definidas e com o modelo operacional é necessário saber que resultado vai-se utilizar, do programa são necessários retirar dois resultados.

O valor do deslocamento num ponto de referência e o valor das tensões na alma. Os valores das tensões são dados em quatro pontos de cada elemento da alma, ou seja como a alma esta dividida em pequenos quadrados os valores das tensões correspondem as tensões respetivas aos pontos de *Gauss*.

5.3 Estimativa do módulo de elasticidade

Para a obtenção do módulo de elasticidade para utilizar no modelo numérico utilizou-se a frequência como instrumento de calibração do valor, isto é como eram conhecidos os valores da frequência obtidos no ensaio criei um modelo numérico apliquei as mesmas cargas e por tentativas encontrei o módulo de elasticidade para utilizar na modelação. As cargas usadas nos ensaios que servem para comparação foram a estrutura sem qualquer tipo de carregamento apenas com o seu peso próprio e a outra carga foi igualmente o peso próprio da estruturas mas agora com uma carga vertical aplicada no valor de 2 toneladas.

5.3.1 Considerando peso próprio da estrutura

Numa primeira fase usou-se como carregamento da estrutura apenas o seu peso próprio e como módulo de elasticidade o considerado no ensaio, 147,3MPa, pois no ensaio apenas com o peso próprio da estrutura obteve-se uma frequência de 29,45Hz. O resultado obtido com o modelo numérico para valor da frequência foi de 9,55Hz.

Como o valor da frequência obtido pelo modelo numérico foi muito diferente do valor obtido no ensaio teve-se de alterar o valor do modelo de elasticidade, neste caso aumentando o módulo de elasticidade e passando a usar um módulo de elasticidade no valor de 1473MPa (aumentou-se o módulo de elasticidade dez vezes mais). Com este módulo de elasticidade obteve-se um valor de 30,19Hz como frequência da estrutura.

Com o valor de frequência mais próximo do valor do ensaio mas ainda numa tentativa de refinar mais o valor da frequência e por consequência do módulo de elasticidade optou-se por adotar novo módulo de elasticidade neste caso com o valor de 1402MPa (diminui-se um pouco o módulo de elasticidade). Com estes valores obteve-se uma frequência de 29,45Hz. Com o valor de 1402MPa consegue-se obter a frequência de ensaio que era o pretendido.

Tabela 2 – Módulo de elasticidade utilizando peso próprio da estrutura

E (MPa)	Frequência (Hz)
147,3	9,55
1473	30,19
1402	29,45

5.3.2 Considerando o peso próprio da estrutura e a carga adicional

Na segunda fase para obtenção de módulo de elasticidade usa-se como carregamento da estrutura o seu peso próprio e o carregamento adicional vertical no valor de 2 toneladas. A frequência obtida no ensaio com este carregamento foi 22,3Hz. Inicialmente para a modelação utilizou-se o módulo de elasticidade obtido na fase anterior, ou seja 1402MPa. Com estes valores característicos os resultados obtidos numericamente foi uma frequência com o valor de 21,35Hz. Como este valor ainda estava um pouco afastado do valor pretendido optou-se por refinar o valor aumentando o módulo de elasticidade passando a ser de 1607,5MPa.

Com o módulo de elasticidade de 1607,5MPa o valor da frequência obtida numericamente foi de 22,3Hz. Com um módulo de elasticidade de 1607,5MPa conseguiu-se obter o valor pretendido.

Tabela 3 – Módulo de Elasticidade com carga aplicada

E (MPa)	Frequência (Hz)
1402	21,35
1607,5	22,3

5.3.3 Comparação de valores

Neste momento tem de se fazer uma escolha pois temos dois valores diferentes do módulo de elasticidade obtidos pelas duas opções usadas.

Tabela 4 - Módulo de Elasticidade Final

Módulo de elasticidade obtido com peso próprio (MPa)	Módulo de elasticidade obtido com peso próprio e carga adicional (MPa)
1402	1607,5

Os resultados dos módulos de elasticidade obtidos com e sem carga vertical aplicada deram um pouco diferentes. Esta diferença era esperada pois com aplicação da carga vertical a estrutura sofre um aumento de rigidez o que leva a um aumento do módulo, tal como mostra os resultados.

Como módulo de elasticidade final vai-se usar o valor de 1600MPa. Vai-se utilizar este valor pois é o valor que se aproxima mais da realidade experimental, ou seja, durante a fase experimental os resultados foram obtidos com a aplicação da carga vertical de 2 toneladas, e como os valores obtidos numericamente são um pouco diferentes com e sem carga vertical, vai tentar-se usar um valor mais próximo do módulo de elasticidade obtido com a carga vertical.

5.4 Quantificação da tensão de comparação

5.4.1 Considerações gerais

Os valores de tensão obtidos pelo programa numérico SAP2000® [43] não podem ser usados diretamente para comparação de valores com a tensão admissível do material usado na estrutura. Para isso os valores obtidos com o programa foram utilizados nas fórmulas para obtenção das tensões principais, através das seguintes:

- Tensão principal máxima:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{1}{2} \times \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

- Tensão principal mínima:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2} \times \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

Para aplicação destas fórmulas e para ter a certeza que estava a ser utilizada corretamente foi necessário tomar em atenção aos sinais usados para tensões de tração e de compressão, assim sendo considerou-se tensões superiores a zero, tensões de tração enquanto tensões inferiores a zero, tensões de compressão.

5.4.2 Controlo de evolução do dano

O valor das tensões obtidos no programa não são diretamente o valor de cada elemento mas sim o valor das tensões nos quatro vértices de cada elemento (pontos de *Gauss*).

A forma de análise de estrutura foi a seguinte, depois de retirar os resultados do programa e de aplicar a fórmula para obter as tensões principais, essas tensões obtidas são comparadas com as tensões admissíveis da estrutura (tensão admissível de tração e de compressão), os valores de tensões admissíveis estão referidos na secção 5.4.3. Se as tensões calculadas forem inferiores as tensões admissíveis não existe qualquer problema e pode continuar-se a somar forças e obter novas tensões. Se as tensões calculadas ultrapassarem o valor da tensão admissível, nem que seja num só ponto, deve-se “desligar” o elemento, isto é deve-se substituir o elemento em que tensão foi ultrapassada por um novo elemento com novas características.

As características desse novo elemento são iguais ao elemento inicial mas com uma pequena diferença o módulo de elasticidade deve ser zero.

Os elementos têm um comportamento elastoplástico. O novo elemento mantém a mesma capacidade do elemento que sofreu a rotura não perde como pode ser observado na figura 23. O elemento com a aplicação de cargas com valores mais elevados vai aumentando a sua tensão, quando a tensão que o elemento recebe é superior a tensão admissível substitui-se esse elemento por um novo elementos mas considera-se que esse novo elemento não perde a sua capacidade resistente.

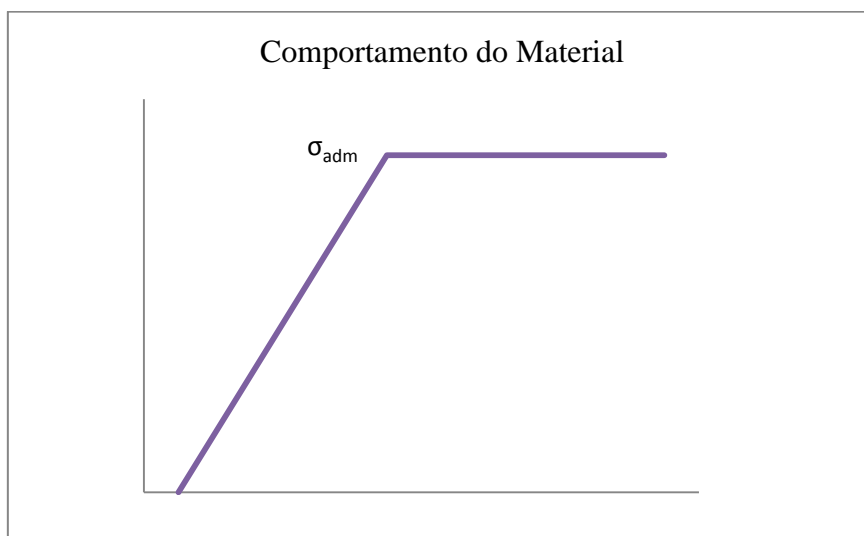


Figura 23 – Comportamento assumido para o adobe

5.4.3 Tensão Admissível

As tensões admissíveis usadas para comparação de resultados foram de 0,4MPa para tensão admissível de compressão e de 0,04MPa para tensão admissível de tração.

Tabela 5 – Valores de Tensão Admissível

Tensão admissível de compressão (MPa)	Tensão admissível de tração (MPa)
0,4	0,04

Os valores de referência da tensão acima referidos são valores de tensões admissíveis de painéis de alvenaria, não tem ligação com os valores de tensão admissível do material em questão, neste caso o adobe.

Os valores de referência para tensão admissível de compressão para painéis de alvenaria de adobe rondam os 400kPa. Este valor foi obtido através de ensaios realizados à compressão em painéis de alvenaria de adobe no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Também com a realização de ensaios em laboratório conseguiu-se obter valores de tensão resistente ao corte, valor este que ronda os 30kPa, ou seja o valor da tensão resistente ao corte é cerca de 8% do valor de tensão resistente à compressão. Estes resultados foram obtidos através da realização de ensaios de compressão e tração de amostra de adobe de diferentes zonas e de diferente aplicação [21].

Capítulo 6

Análise dos resultados numéricos

6.1 Evolução das tensões em três pontos da base

Nos gráficos 1 e 2 está representada a evolução das tensões em três pontos da base da estrutura. Na figura 24 estão representados os três da base onde foram retirados os valores de tensões.

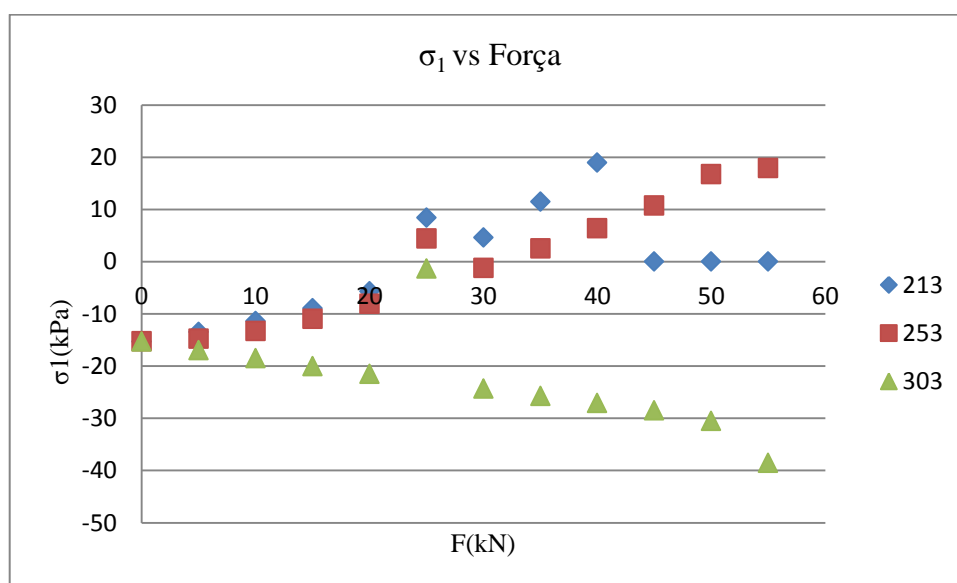


Gráfico 1 – Tensão principal máxima vs. Força

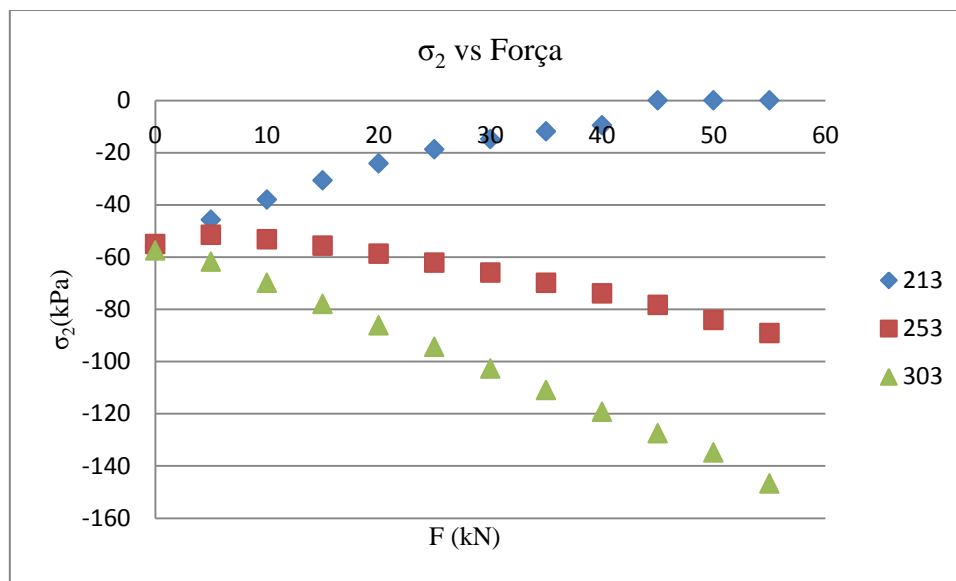


Gráfico 2 – Tensão principal mínima vs. Força

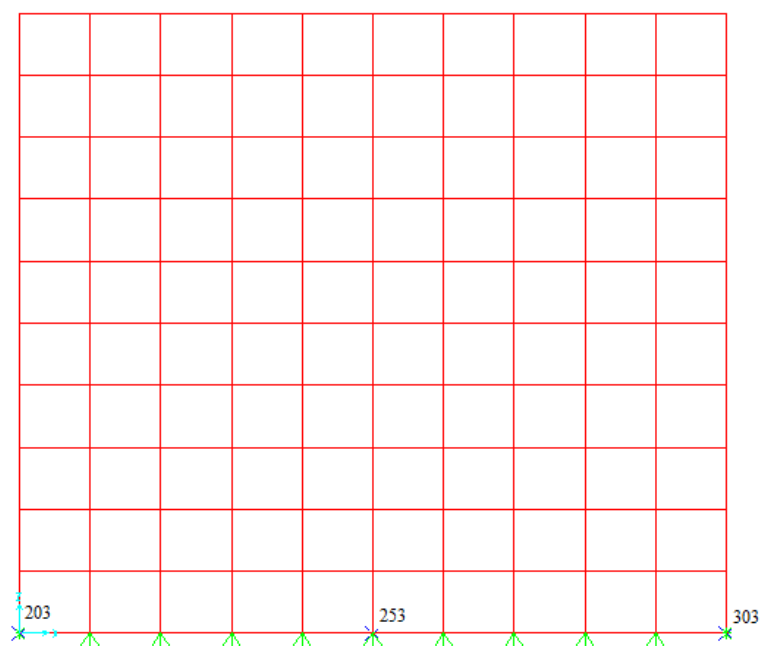


Figura 24 – Representação dos três pontos da base

Os gráficos 1 e 2 serviram de apoio e de verificação se o modelo numérico estava ou não a funcionar corretamente. Estes correspondem a três pontos da base da parede, dois pontos laterais da alma da parede e um ao ponto médio, como se pode verificar na figura 24. A forma de verificar se o modelo estava ou não funcionar corretamente era ver o comportamento dos pontos em questão de tensões. Era esperado que no ponto lateral da zona de aplicação da carga a tensão de tração aumentasse enquanto os outros dois pontos, com o aumento da força aplicada, a tensão de compressão aumentasse. Como se pode verificar nos gráficos 1 e 2 conclui-se que os valores obtidos eram os esperados, assim sendo o modelo numérico estaria a funcionar e podia-se continuar com a análise de resultados.

6.2 Evolução do dano na alma da parede

6.2.1 Resultados Gerais

No gráfico 3 apresentam-se os resultados de tensão vs. drift numéricos.

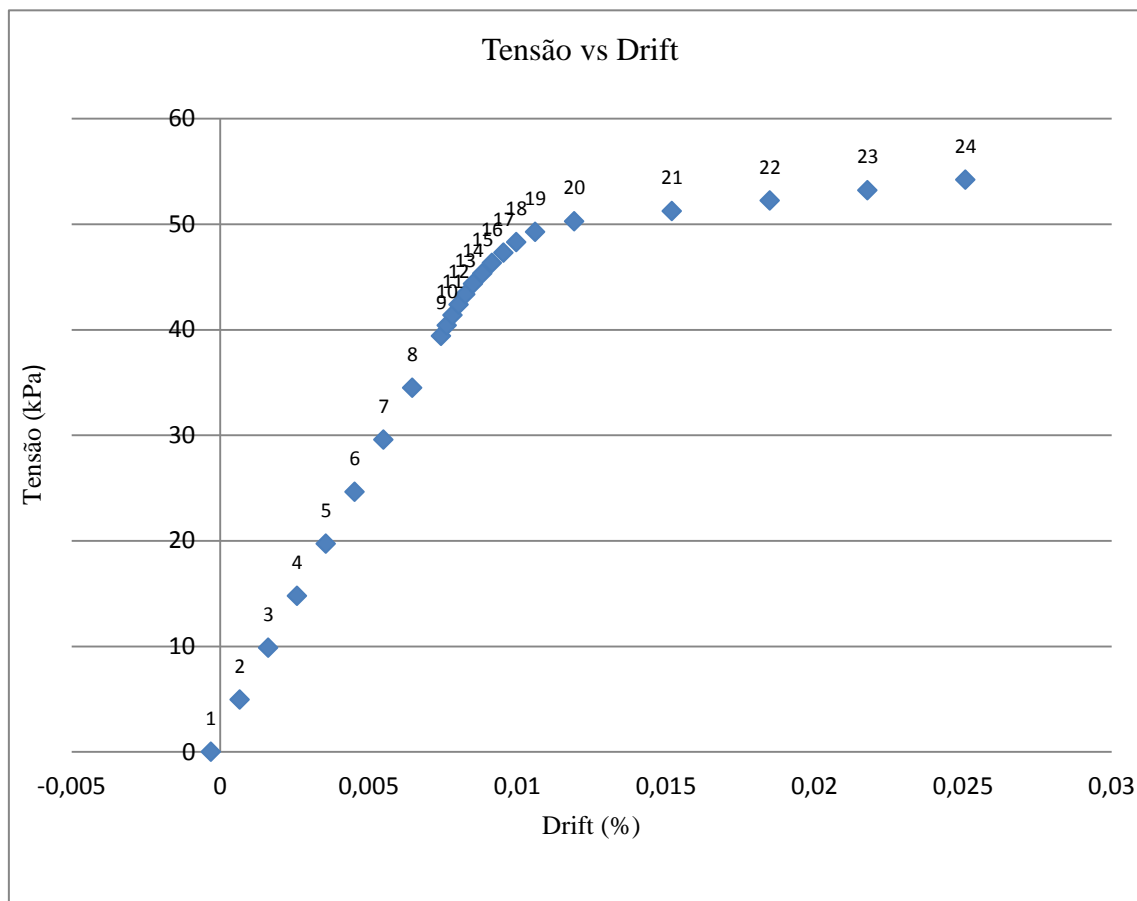


Gráfico 3 – Tensão vs. Drift

De seguida apresenta-se a tabela 8 representativa da evolução da rotura dos elementos, ou seja com o aumento de carga verificar-se o número de elementos que atingem a rotura.

Tabela 6 – Evolução da Rotura de Elementos

Passo	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Número de elementos que atingem rotura	0	2	2	3	2	1	1	6	3	14	15	4	9	0	0

Cada passo corresponde a um incremento de força no valor de 1kN, na tabela 7 estão representados os passos que correspondem à aplicação gradual da carga.

Tabela 7 – Passos que correspondem à aplicação gradual da carga

Passo	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Força (kN)	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55

Nos dez primeiros passos não existe rotura de nenhum elemento. Com uma força aplicada de 42kN ocorreu a rotura de dois elementos. A partir desse até a passo 22 ocorreu rotura de vários de elementos. A partir do ponto 23 que corresponde a uma força aplicada de 54kN não existiu rotura de mais elementos.

A zona de rotura de elementos acontece entre os pontos 19 e 20 e correspondem a uma força aplicada de 50kN e 51kN respetivamente.

Nos restantes passos verifica-se uma rotura uniforme do número de elementos, apenas nos passos 17 e 22 ocorre rotura de mais elementos.

De seguida vão ser representados os esquemas de rotura em níveis de carregamento diferentes. Nas figuras os elementos a vermelho correspondem a elementos que atingem a rotura, enquanto os elementos a negro representam os elementos que já atingiram a rotura.

6.2.2 Evolução do dano na alma da parede em função da carga aplicada

De seguida é apresentada uma sequência de imagens correspondentes à evolução do dano da estrutura com aplicação gradual da carga horizontal. Os elementos a vermelho são elementos que atingiram a rotura.

a) $F=42\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

b) $F=43\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

c) $F=44\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

d) $F=45\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

e) $F=46\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

f) $F=47\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

g) $F=48\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

h) F=49kN

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

i) F=50kN

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

j) F=51kN

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

i) F=52kN

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

k) $F=53\text{kN}$

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

Figura 25 – Evolução do dano na alma em função da carga aplicada

6.2.3 Estudo final do dano

Na figura 26 apresenta-se o resultado do dano final obtido na alma da parede, resultado obtido numericamente enquanto na figura 27 apresentam-se os resultados do dano da estrutura mas experimentalmente.

204	214	224	234	244	254	264	274	284	294
205	215	225	235	245	255	265	275	285	295
206	216	226	236	246	256	266	276	286	296
207	217	227	237	247	257	267	277	287	297
208	218	228	238	248	258	268	278	288	298
209	219	229	239	249	259	269	279	289	299
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
211	221	231	241	251	261	271	281	291	301
212	222	232	242	252	262	272	282	292	302
213	223	233	243	253	263	273	283	293	303

Figura 26 – Dano obtido numericamente



Figura 27 – Dano obtido experimentalmente [34]

Como se pode ver na fotografia obtida experimentalmente em comparação com a imagem da alma da parede obtida com os resultados obtidos numericamente observam-se claras semelhanças.

Na zona de aplicação da carga horizontal nota-se uma linha de rotura horizontal tanto na fotografia do ensaio executado no laboratório como na imagem com os resultados obtidos numericamente. Outra linha de rotura comum nas duas imagens são as linhas de rotura na diagonal desde o ponto de aplicação da carga horizontal até a base da estrutura. No modelo numérico os primeiros elementos a atingir a rotura foram os elementos na linha de aplicação da carga, sendo os primeiros elementos a atingir a rotura os mais próximos do ponto de aplicação da carga. De seguida após a rotura inicial desses elementos começaram a atingir a rotura os elementos na diagonal, esta rotura acontece devido a capacidade de distribuição de tensões nos restantes elementos após a rotura inicial.

Os danos obtidos numericamente correspondem aos resultados esperados e aos resultados obtidos experimentalmente.

O dano da parede considerado na parte de análise numérica foi apenas o dano da alma da parede e assim sendo só se podem comparar os resultados na alma, nos banzos não existem meio de comparação.

Com base na comparação do dano da alma da estrutura pode-se concluir que o modelo numérico está a funcionar corretamente pois os resultados obtidos foram os esperados.

6.3 Frequência vs. Deslocamento

6.3.1 Numérico

O gráfico 4 corresponde aos resultados obtidos numericamente e é um gráfico de frequência em função de deslocamento. Ao analisar o gráfico verifica-se que a frequência diminui, começa com uma frequência inicial de 22,3Hz e vai diminuindo até ao valor de 12,15Hz.

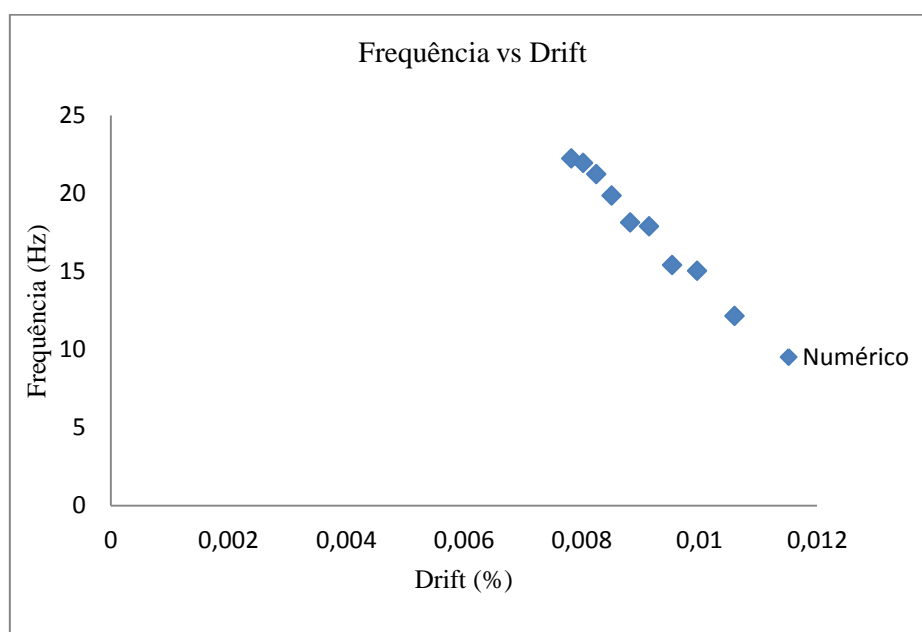


Gráfico 4 – Frequência vs. Drift

6.3.2 Experimental

O gráfico 5 corresponde aos resultados obtidos experimentalmente e é um gráfico de frequência em função de deslocamento. Ao analisar o gráfico verifica-se que a frequência diminui, começa com uma frequência inicial de 23Hz e vai diminuindo até ao valor de 15,6Hz.

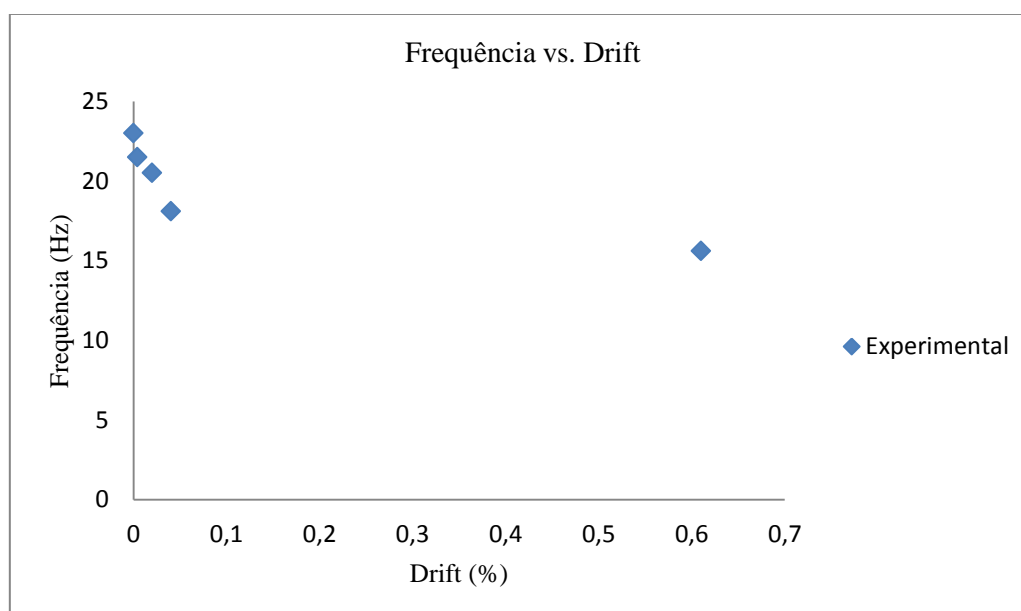


Gráfico 5 – Frequência vs. Drift

Os resultados experimentais não podem ser comparados diretamente, tem de se ter em atenção que os resultados numéricos não atingem um drift tão elevado como os resultados experimentais. Para comparar os resultados tem de se limitar o drift dos resultados experimentais limitando o drift ao máximo drift obtido numericamente.

6.3.3 Comparação de resultados

No gráfico 6 estão representados experimentais e numéricos sobrepostos. Os losangos representam os resultados experimentais representados enquanto os quadrados representam os resultados numéricos.

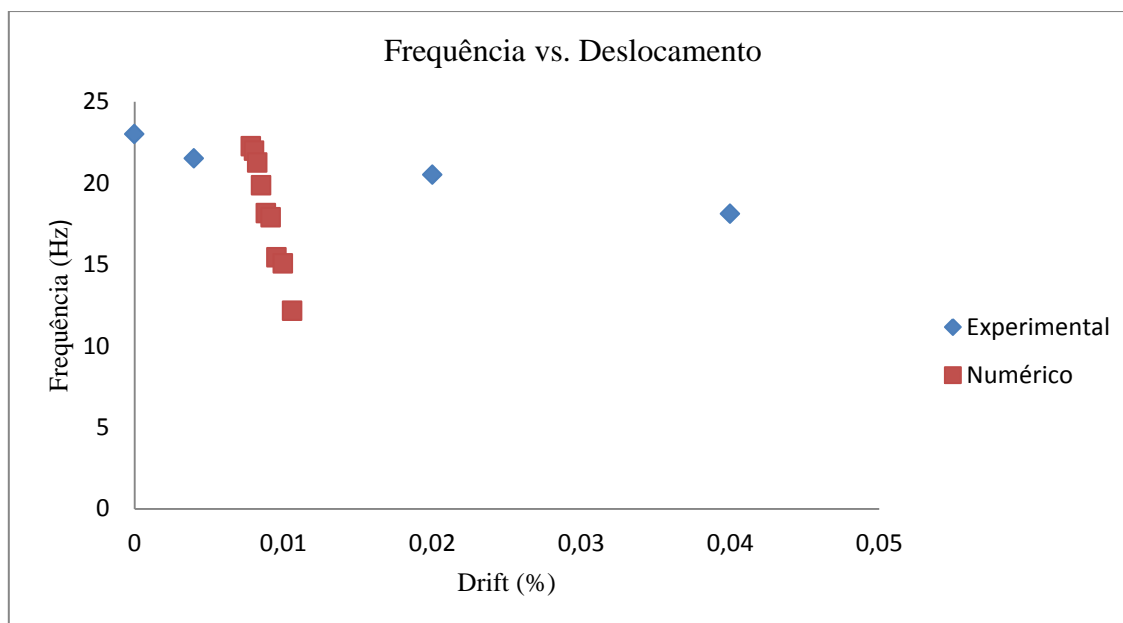


Gráfico 6 – Resultados experimentais e numéricos

Em ambos gráficos nota-se a mesma tendência que é o valor da frequência torna-se menos elevado. Esta tendência era esperada pois tanto na parte experimental com a aplicação de deslocamentos, como na parte numérica com a aplicação de cargas a rigidez da parede diminui, ou seja ocorre rotura de elementos o que faz com que a frequência da estrutura diminua com aplicação de deslocamentos e de cargas.

Comparando os resultados obtidos nota-se que a diferença não é muito grande, isto é, começam os dois com o mesmo valor mas no final dos ensaios o valor da frequência não é diferente um do outro. A frequência final obtida experimentalmente tem o valor de 15,63Hz enquanto o valor obtido através do modelo numérico foi 12,15Hz.

Em função dos resultados obtidos das frequências não se notam grandes diferenças nos resultados na parte experimental e no modelo numérico.

6.4 Tensão vs. Drift

Os gráficos 7 e 8 apresentam os resultados tensão vs. drift experimental e numéricos obtidos. A linha a preto corresponde aos resultados experimentais enquanto a linha a laranja corresponde aos resultados numéricos. O gráfico 8 é uma ampliação do primeiro gráfico, para ser possível uma melhor análise dos resultados.

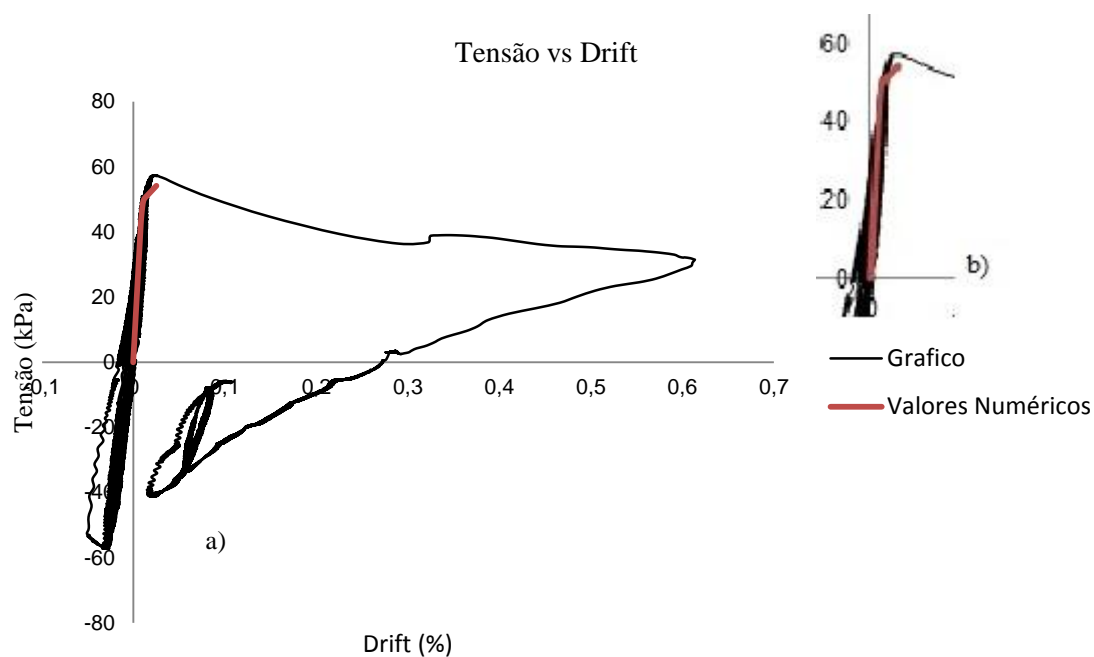


Gráfico 7 – Tensão vs. Drift

a) Vista geral; b) Detalhe

Comparando os dois gráficos observa-se que ambos têm o mesmo declive, isto significa que tem a mesma rigidez tanto no modelo numérico como no experimental é igual. As curvas em ambos os gráficos atingem o mesmo valor de tensão, a resistência é igual para os dois casos, para o modelo numérico e para o experimental.

Analisando e comparando os dois os gráficos pode concluir-se que os resultados obtidos com o modelo numérico estão muito próximos dos resultados obtidos experimentalmente.

6.5 Campo de Tensões

6.5.1 Considerações Gerais

Os resultados obtidos no programa numérico são resultados de tensões com três valores diferentes, uma tensão S11, uma tensão S22 e outra tensão de corte S12. Assim sendo é necessário saber qual a direção dessas tensões. Neste caso a tensão S11 corresponde a tensões σ_x , a tensão S22 corresponde a tensão σ_z , enquanto a tensão S12 corresponde a tensões τ_{xz} . A figura seguinte vai ajudar a entender melhor a convenção de tensões.

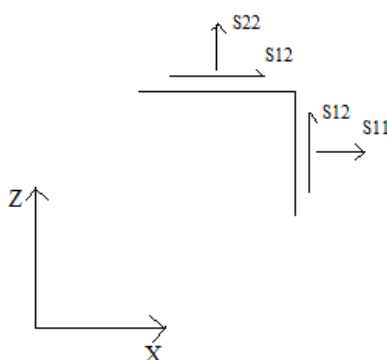


Figura 28 – Convenção de sinais

6.5.2 Inicial

Na fase inicial a estrutura está sujeita ao carregamento adicional e ao peso próprio da estrutura.

Nas figuras seguintes estão representados os campos de tensão. Na figura 29 relativamente às tensões na direção X verifica-se que a alma está maior parte em compressão, existe uma zona onde existem tensões de tração. Os valores da tensão variam entre os 16kPa em compressão e os 2kPa em tração.

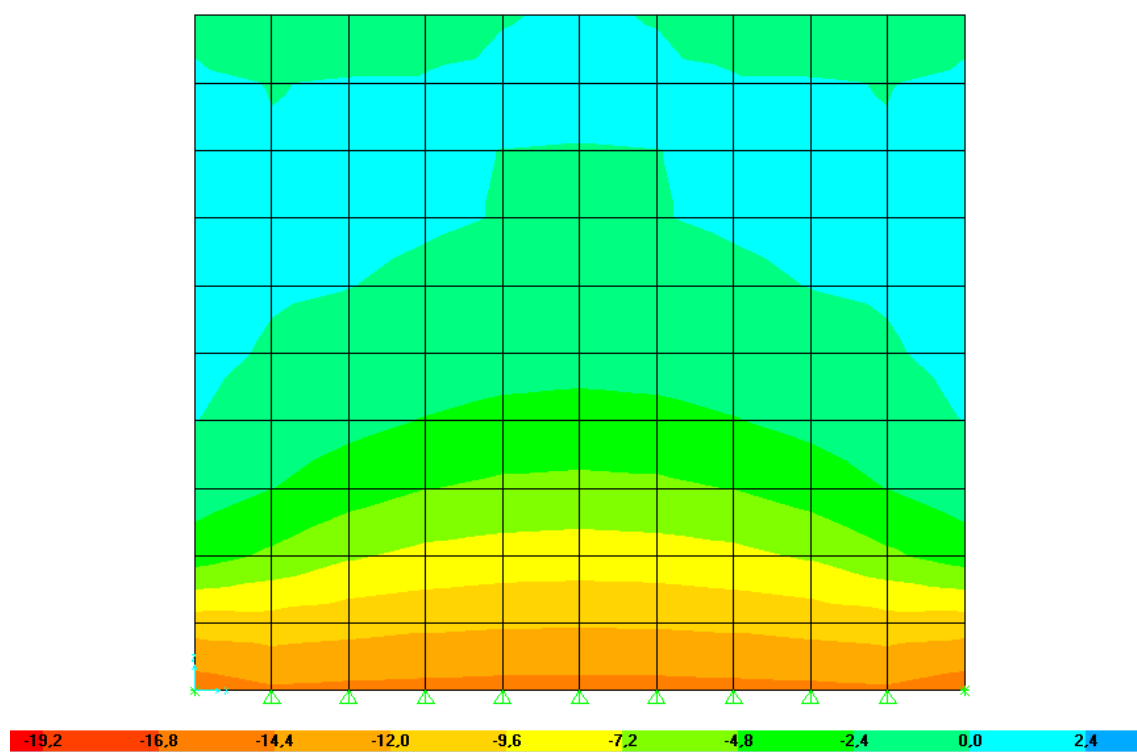


Figura 29 – Campo de tensões na direção 11 com carga inicial aplicada

Na figura 30, as tensões na direção Z verifica-se que a estrutura está em toda em compressão. Os valores das tensões variam entre os 60kPa e 18kPa em compressão.

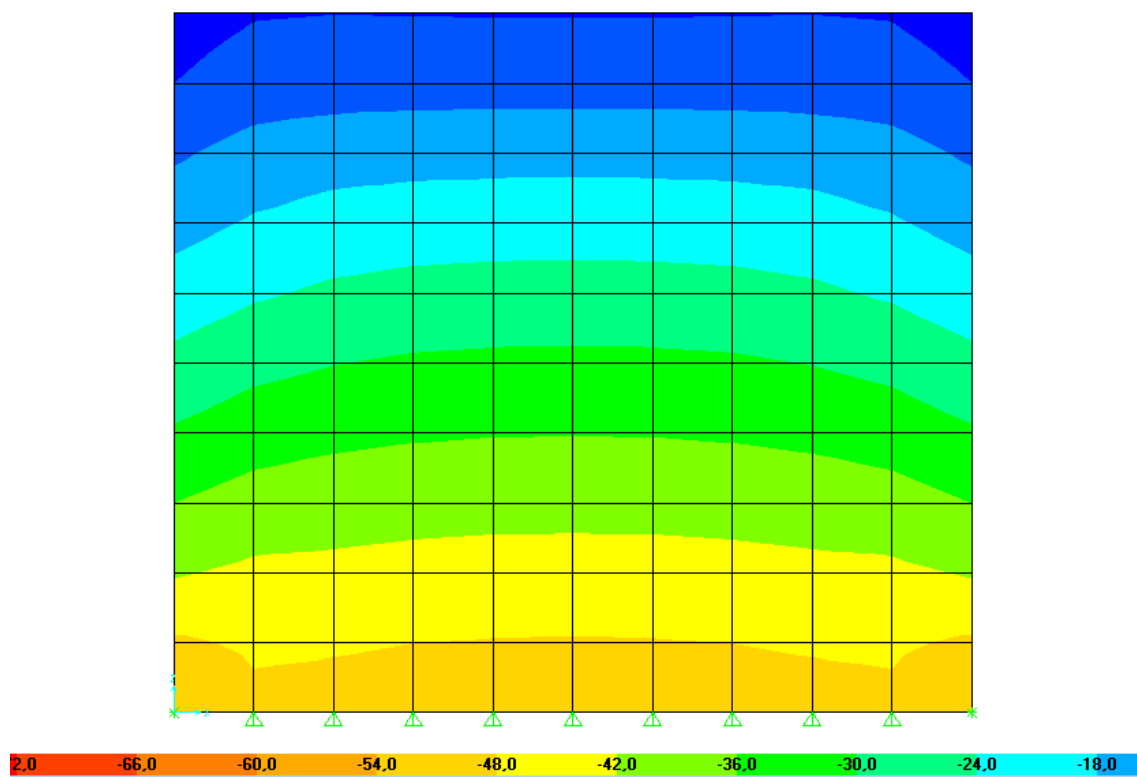


Figura 30 – Campo de Tensões na direção 22 com carga inicial aplicada

Na figura 31, as tensões de corte observa-se que a estrutura está em tracionada, a estrutura apresenta tensões com valor positivo. Os valores máximos de tensão são de 4kPa para tensão de compressão e 6kPa para tensão de tração.

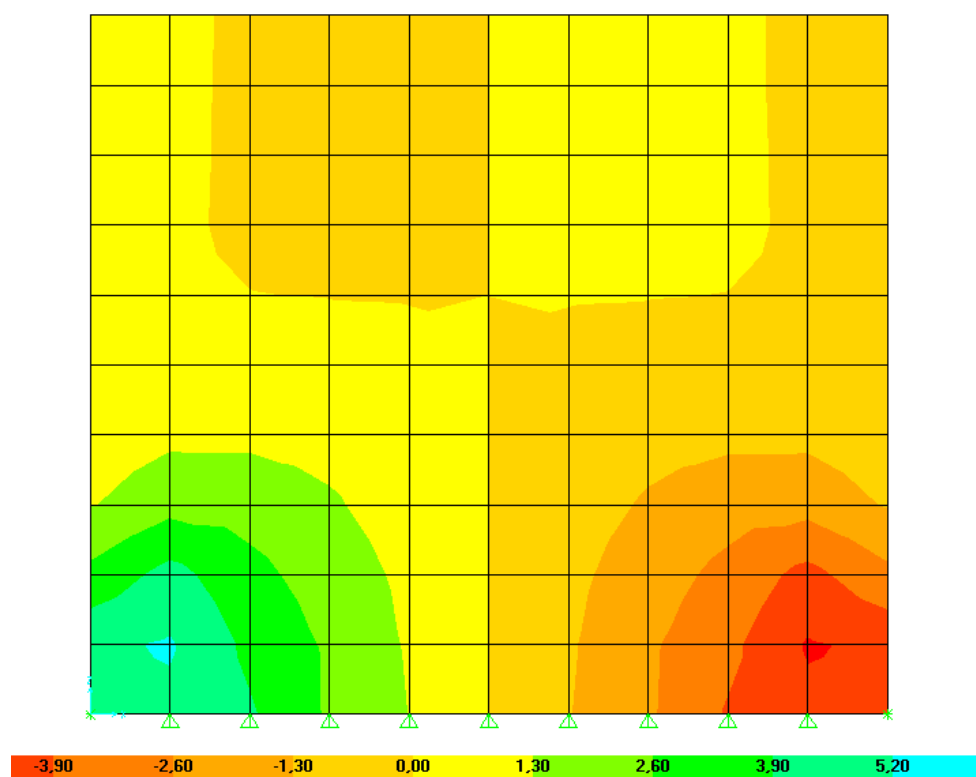


Figura 31 - Campo de tensões na direção 12 com carga inicial aplicada

6.5.3 Força de 41kN

Com uma carga aplicada de 41kN ainda não existem rotura de qualquer elemento e assim sendo é importante compreender o campo de tensão com essa carga aplicada. Este ponto é um ponto de fronteira, porque aplicando mais 1kN a estrutura existe a primeira rotura de elementos e já não se pode retirar diretamente os resultados do programa.

Na figura 32, na direção X a estrutura esta toda comprimida e os valores de tensão mais elevado encontram-se na zona de aplicação da carga horizontal. Os valores de tensão máximos são 220kPa para tensões de compressão e 55kPa para tensões de tração.

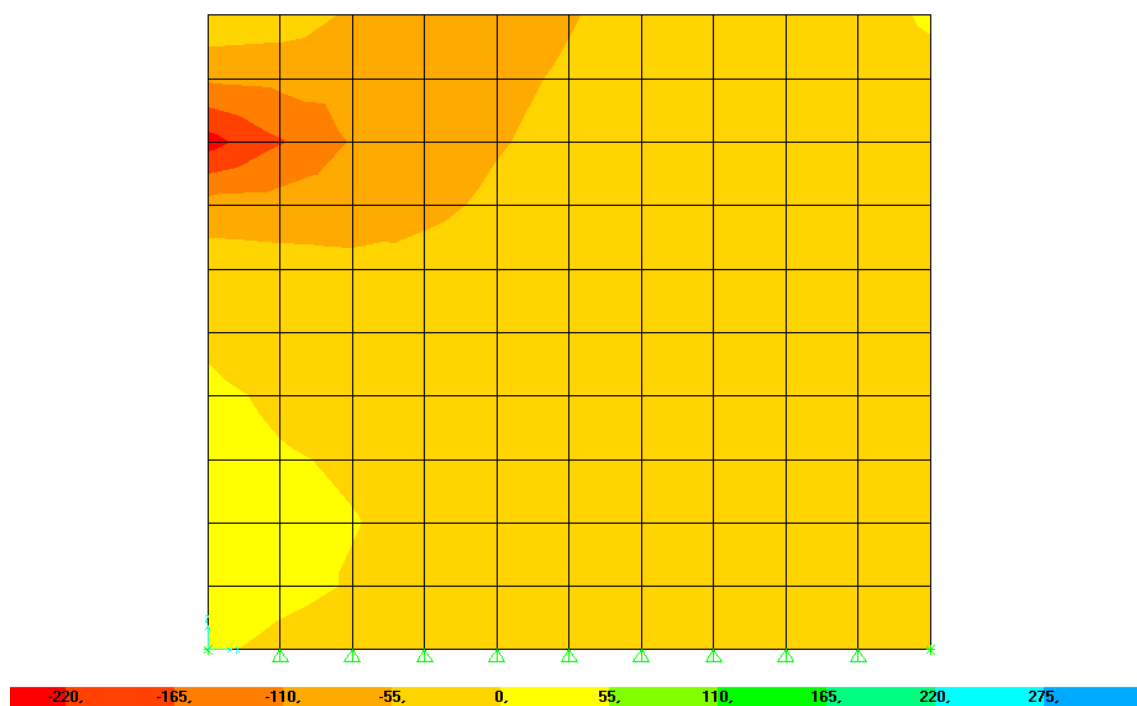


Figura 32 – Campo de Tensões na direção 11 com carga aplicada de 41kN

Na figura 33, na direção Z a estrutura está quase toda comprimida, existindo umas pequenas zonas tracionadas. As zonas tracionadas encontram-se na parte superior e junto ao apoio da estrutura, essa zona é facilmente visível porque se encontra a verde na imagem. Os valores máximos de tensão são 200kPa para tensões de compressão e 130kPa para tensões de tração.

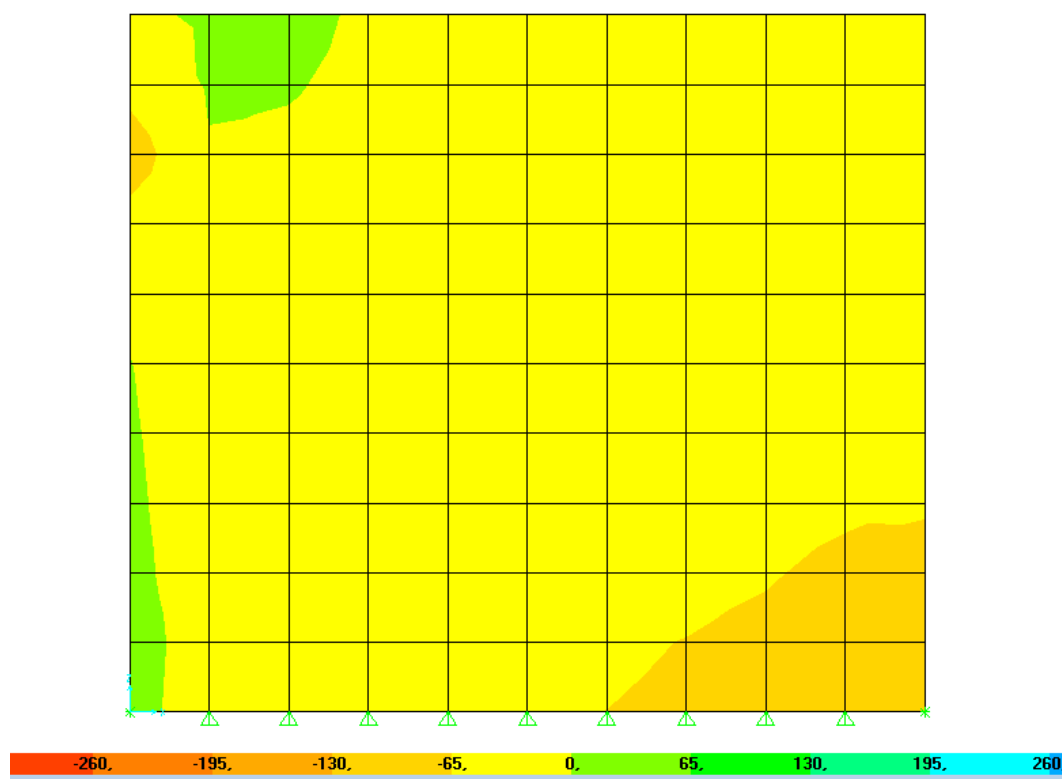


Figura 33 – Campo de tensões na direção 22 com carga aplicada de 41kN

Quanto à tensão de corte a estrutura encontra-se quase toda comprimida, existindo uma pequena parte da estrutura tracionada. A zona tracionada está situada numa pequena zona junto à parte superior da estrutura na zona de aplicação da carga horizontal. Os valores de tensão máxima são 50kPa para tensões de compressão e 30kPa para tensões de tração.

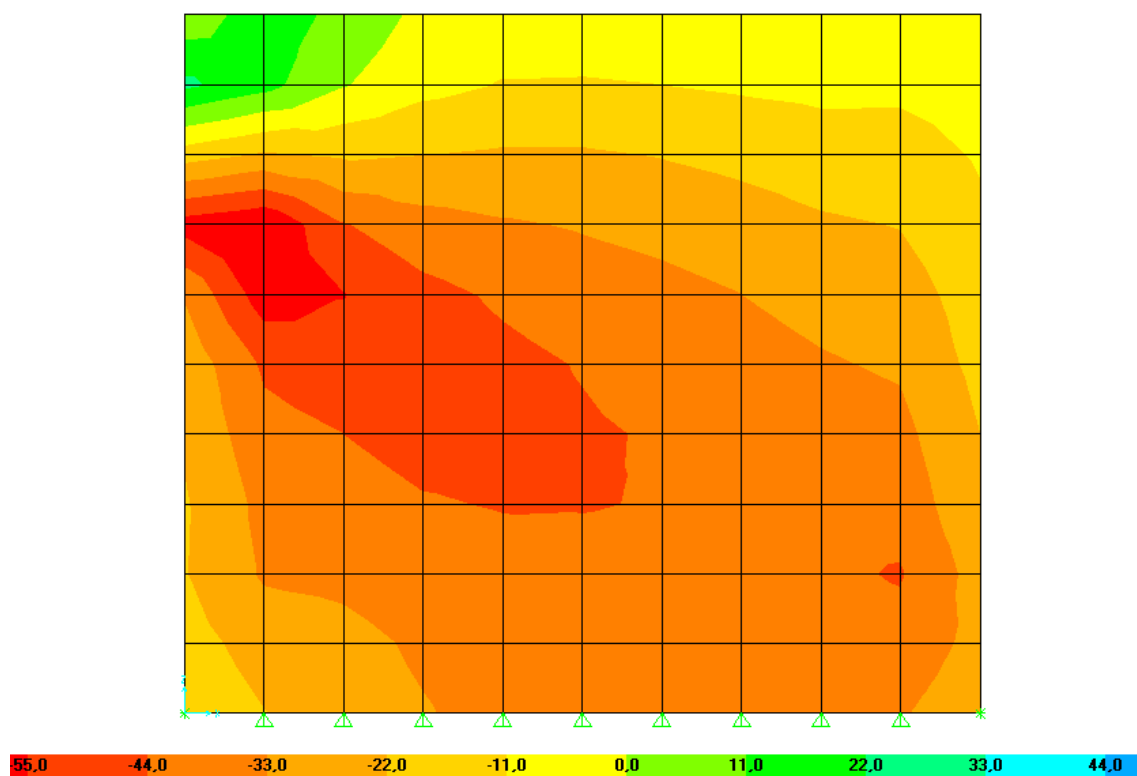


Figura 34 - Campo de tensões na direção 12 com carga aplicada de 41kN

6.6 Deformada da estrutura

6.6.1 Deformada Inicial

A deformada estrutura apenas com aplicação da carga axial de 2 toneladas e com o peso próprio da estrutura, a estrutura fica com uma forma um pouco achatada e alarga um pouco, o esperado pois com a aplicação da carga axial é normal a estrutura tomar esta forma.

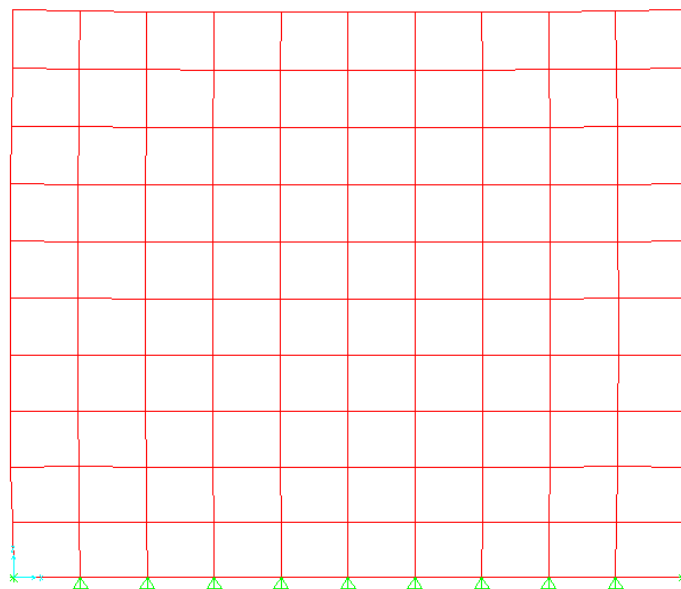


Figura 35 – Deformada da estrutura com força adicional aplicada e peso próprio

6.6.2 Deformada com carga aplicada de 41kN

A estrutura com o carregamento horizontal de 41kN ainda não atingiu rotura em nenhum elemento, é ponto de fronteira pois com o carregamento horizontal de 42kN já ocorreu rotura dos primeiros elementos.

Na figura seguinte observa-se a deformada da estrutura, a estrutura sofre uma deformação horizontal. Essa deformação é mais visível na zona de aplicação do carregamento.

Após a rotura não é possível obter as deformadas reais pois como a análise é uma espécie de análise não-linear e vai incrementado forças de 1kN não se consegue a deformada esperada.

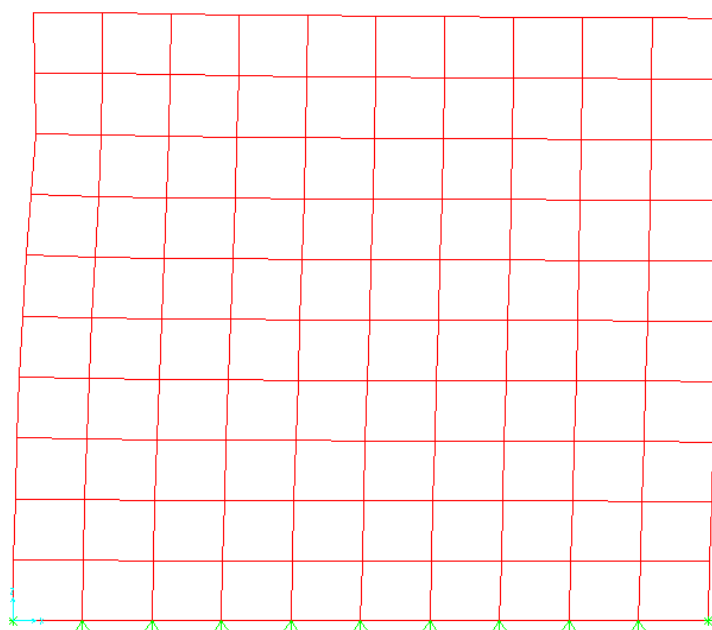


Figura 36 - Deformada da estrutura com uma carga aplicada de 41kN

6.6.3 Deformada da estrutura com carregamentos diferentes

Para obter a deformada da estrutura é necessário retirar deslocamentos em várias alturas diferentes da estrutura, para isso foram escolhidos seis pontos espaçados igualmente na vertical. Os valores do deslocamento foram retirados da zona a meio da estrutura. Foram aplicados diferentes níveis de carregamento e retirados os valores respetivos de deslocamento em cada ponto. Na tabela 9 estão representados os valores obtidos.

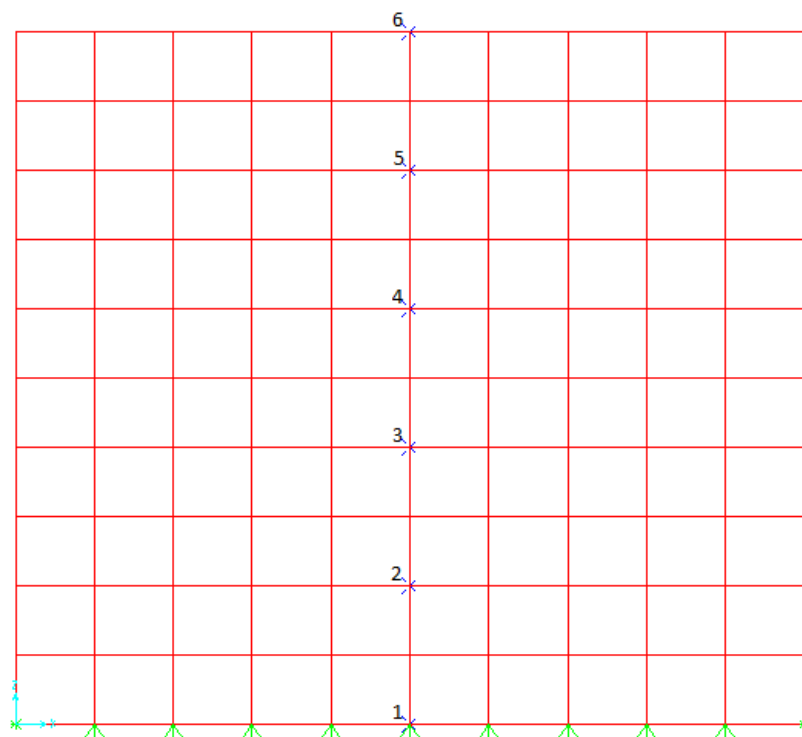


Figura 37 – Estrutura com diferentes pontos para retirar perfil da deformada

Na tabela 8 apresentam-se os resultados de deslocamentos em milímetros com a aplicação de cargas de diferentes e os valores dos deslocamentos são retirados em seis pontos diferente em alturas diferentes da estrutura.

Tabela 8 – Tabelas de resultados deformada

Pontos	Força (kN)							Final
	Inicial	10	20	30	40	45	50	
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0,00998	0,01997	0,02995	0,03993	0,03993	0,03993	0,03993
3	0	0,02123	0,04246	0,06369	0,08492	0,09549	0,10486	0,10637
4	0	0,03274	0,06548	0,09822	0,13096	0,14733	0,16222	0,16498
5	0	0,04231	0,08462	0,12693	0,16924	0,19	0,20825	0,21329
6	0	0,04797	0,09594	0,14391	0,19188	0,21519	0,23507	0,24302

No gráfico 9 observa-se a tendência da deformada da estrutura. Como era esperado a estrutura deforma-se horizontalmente, no sentido da aplicação da carga, e com o aumento do carregamento a deformada da estrutura também aumenta. No gráfico 9 não se representa a deformada inicial pois os deslocamentos obtidos são nulos. No ponto junto a base os deslocamentos obtidos com a aplicação de vários foram nulos.

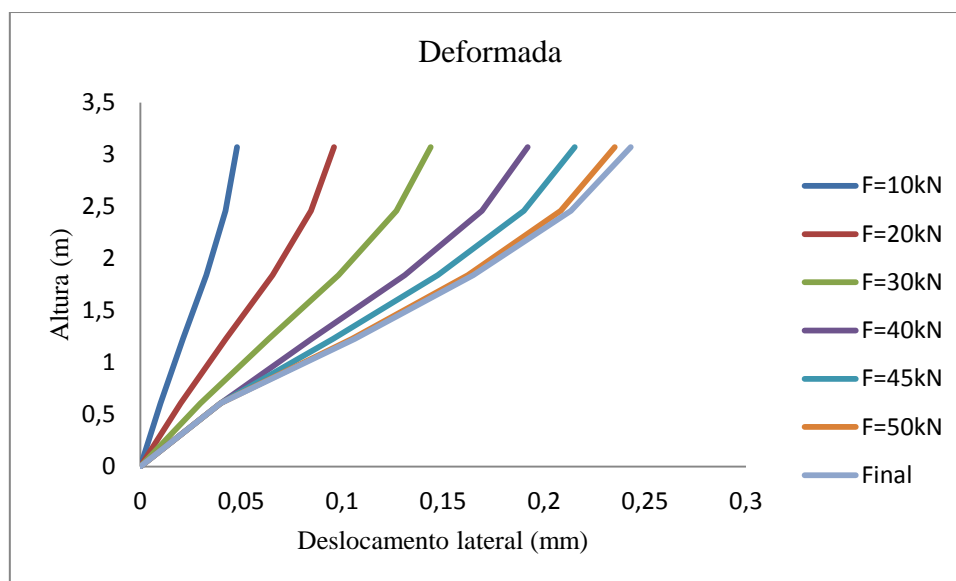


Gráfico 8 – Deformada da estrutura com diferentes tipos de carregamento

A deformada da estrutura é linear como era esperado. Ao nível dos 2,5m é uma altura muito perto da zona de aplicação da carga e verifica-se a partir dessa altura uma ligeira mudança no declive da deformada.

Capítulo 7

Considerações finais e desenvolvimentos futuros

7.1 Considerações finais

Na realização da modelação da estrutura pode-se concluir que o módulo de elasticidade usado foi de 1600MPa, um peso volúmico de 16 kN/m³ e o coeficiente de *Poisson* com valor de 0,3. As tensões admissíveis consideradas foram tensão admissível de compressão com um valor de 0,4MPa e tensão admissível de tração 0,04MPa.

A estrutura inicialmente tinha uma frequência no valor de 22,3Hz sendo que no fim do ensaio numérico desceu para 12,15Hz.

A rotura dos primeiros elementos ocorreu com a aplicação de uma carga horizontal de 42kN. A primeira linha de rotura aconteceu na zona de aplicação da carga e de seguida começaram as roturas na diagonal.

A carga horizontal máxima que a estrutura suportou foi de 55kN e o deslocamento máximo que a estrutura atingiu foi de 0,54mm.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Os desenvolvimentos futuros deste trabalho passam por a tradução deste trabalho, através de modelos numéricos, da histeresis completa obtida experimentalmente (através de modelos Bouc-Wen, por exemplo), ou modelação da parede bloco a bloco, considerando a influência da ligação entre blocos.

Capítulo 8

Referências Bibliográficas

- [1] "CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAREDES DE ALVENARIA DE ADOBE," *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões*.
- [2] "O BLOCO DE TERRA COMPACTADA."
- [3] http://www.cm-aveiro.pt/www/Templates/GenericDetails.aspx?id_object=29158.
- [4] <http://www.kamutas.com.br/wm/?paged=2>.
- [5] <http://theroofabovemyhead.blogspot.com/2009/01/adobe-bloco-de-terra-seca-ao-sol.html>.
- [6] <http://kdcs.wordpress.com/page/2/>.
- [7] http://help.solidworks.com/2011/portuguese-brazilian/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/StaticAnalysis/IDH_Analysis_Background_Linear_Static_Analysis.html?format=P
- [8] <http://www.softscout.com/software/Engineering/Finite-Element-Analysis-FEA/DIANA.html>.
- [9] <http://cypecad.multipius.com/Vantagens.htm>.
- [10] <http://www.totalcad.com.br/produtos/tricalc/vantagens-exclusivas-do-tricalc/>.
- [11] http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:Casa_adobe_01.JPG.
- [12] <http://lecypcorelli-bioarquitetura.blogspot.com/2011/06/construcao-de-terra-parte2-adobe.html#axzz1f0u5ozx9>.
- [13] <http://lecypcorelli-bioarquitetura.blogspot.com/2011/06/construcao-de-terra-parte-22-formas.html#axzz1cPIU3jUt>.
- [14] http://www.tecgraf.puc-rio.br/femoop/history_pt.html.
- [15] <http://www.tecgraf.puc-rio.br/~lfm/pos3d/>.
- [16] Á. F. M. Azevedo, *Método dos Elementos Finitos*, Porto, 2003.
- [17] R. S. Barros, "Reforço Sísmico da Fachada de um Palácio Séc. XII."

- [18] I. Carvalho, "A Construção com Terra em Portugal," 2006.
- [19] S. P. e. M. Corrêa, "Contribuições à Modelagem Numérica de Alvenaria Estrutural."
- [20] C. Costa, "Modelação e análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha Sob a Acção do Tráfego Rodoviário."
- [21] H. V. Dora Silveira, Aníbal Costa, Tiago Martins, Henrique Pereira, João Almeida, "Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions," *Construction and Building Materials*, 2012.
- [22] G. Fujii, "Análise de Estruturas Tridimensionais: Desenvolvimento de um Ferramenta Computacional Orientada para Objectos," Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [23] M. I. Gomes, "Construção de uma edificação em terra crua reforçada com pórticos em betão armado," 2008.
- [24] P. S. Jalali, "INOVAÇÕES CIENTÍFICAS DE CONSTRUÇÃO EM TERRA CRUA."
- [25] L. Juvandes, "Modelos de Análise de Estruturas Laminas Planas Flectidas," Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 1990.
- [26] P. Lourenço, "Avanços Recentes na Modelação de Estruturas de Alvenaria," 1998.
- [27] L. F. M. Marcelo Tilio M. Carvalho, Waldemar Celes Filho, "Pos3D: Um pós-processador genérico para modelos 3D de elementos finitos."
- [28] H. T. T. Martins, "Caracterização Mecânica e Patológica das Alvenarias de Adobe de Aveiro," Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2009.
- [29] A. A. d. J. Murta, "Benefícios inerentes à opção de um edifício de habitação unifamiliar de materiais de construção naturais," Escola de Ciências e Tecnologia, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2009.
- [30] J. M. C. d. A. Nunes, "Modelação Numérica de Modelos Experimentais de Alvenaria de Pedra Tradicional," Faculdade de Ciências e Tecnologia Departamento de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [31] D. Oliveira, "Análise Experimental e Numérica de Estruturas de Alvenaria de Blocos sob Acções Cíclicas," Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2003.
- [32] L. B. d. Oliveira, "Introdução ao Estudo de Adobe: Construção de Alvenaria."

- [33] J. d. B. Patrícia Lourenço, Fernando Branco, “Novas tecnologias na aplicação de terra crua na construção,” *Companhia de arquitectura e design*.
- [34] H. C. Pereira, “Caracterização do Comportamento Estrutural de Construções em Adobe,” Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2008.
- [35] M. Pimentel, “Modelação e Análise de Estruturas Laminares de Betão: Possibilidades e Desafios,” Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.
- [36] N. V. Pouca, “Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares de Betão,” Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2001.
- [37] H. Rodrigues, “Interface Gráfico para Preparação de Dados e Visualização de Resultados de Um Programa de Análise Não Linear de Estruturas.”
- [38] H. Rodrigues, “Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para Análise Sísmica de Edifícios,” Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2005.
- [39] P. S. Sang, “Comportamento e Modelação Numérica de Estruturas Enterradas de Betão,” Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2000.
- [40] V. Sousa, "Construções em terra - Principais anomalias e mecanismos de degradação."
- [41] H. Varum, "Avaliação do Comportamento Estrutural da Torre Medieval de Vilharigues - Vouzela," H. Rodrigues, ed.
- [42] H. Varum, “Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado,” Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1995.
- [43] <http://www.sap2000.org/>.